



# Influence de la porosité et du degré d'humidité interne sur le comportement triaxial du béton

Ludovic Zingg

## ► To cite this version:

Ludovic Zingg. Influence de la porosité et du degré d'humidité interne sur le comportement triaxial du béton. Matériaux. Université Grenoble Alpes, 2013. Français. <NNT : 2013GRENI039>. <tel-01201587>

**HAL Id: tel-01201587**

**<https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01201587>**

Submitted on 17 Sep 2015

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

## THÈSE

Pour obtenir le grade de

### DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **Ingénierie, Matériaux, Mécanique, Energétique,  
Environnement, Procédés, Production (510)**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

**Ludovic ZINGG**

Thèse dirigée par **Yann MALECOT**

préparée au sein du **Laboratoire 3SR**  
dans l'**École Doctorale I-MEP<sup>2</sup>**

## Influence de la porosité et du degré d'humidité interne sur le comportement triaxial du béton

Thèse soutenue publiquement le **15 octobre 2013**  
devant le jury composé de :

**M. Jean-Michel TORRENTI**

Professeur à l'ENPC, IFSTTAR, Président du Jury

**M. Emmanuel FERRIER**

Professeur à l'Université LYON I, Rapporteur

**M. Frédéric SKOCZYLAS**

Professeur à l'École Centrale de Lille, Rapporteur

**M. Christophe PONTIROLI**

Ingénieur de recherche au CEA Gramat, Invité

**M. Yann MALECOT**

Professeur à l'UJF Grenoble, Directeur de thèse

**M. Matthieu BRIFFAUT**

MCF à l'UJF Grenoble, Encadrant de thèse

**M. Julien BAROTH**

MCF à l'UJF Grenoble, Encadrant de thèse





---

## Remerciements

---

Je tiens avant toute chose à remercier Yann Malécot, mon directeur de thèse pour m'avoir suivi et encadré durant ces trois ans ainsi que pendant les stages ayant précédés ces travaux. Merci pour le temps que tu m'as accordé et la patience dont tu as fait preuve.

Je remercie M. Skoczylas et M. Ferrier pour avoir accepté de rapporter ces travaux. J'adresse mes remerciements à M. Torrenti qui préside le jury de ma soutenance, et M. Pontiroli qui a accepté d'y assister.

Je remercie également Matthieu Briffaut et Julien Baroth pour leur encadrement. Je vous remercie pour les encouragements et le soutien que vous m'avez témoigné. Vos nombreux conseils et coup de main m'ont bien souvent permis de tenir. Les heures passées à la relecture et à la correction du mémoire vous ont pris du temps et je vous en suis reconnaissant.

Je voudrais adresser un remerciement tout particulier à Jean-Luc Decosne le technicien et Simon Pla l'ingénieur qui travaillent sur cette presse. Je pense sincèrement que je n'aurais pas abouti ces travaux sans vous. Pour votre investissement dans cet engin stressant et capricieux qu'est la presse GIGA je vous dis merci.

J'adresse un clin d'œil et un merci à tous les membres du labo avec qui j'ai partagé, ri ou rompu le pain. Les techniciens, thésards, post-doc, informaticiens, secrétaires, profs et maîtres de conf...Merci.

Enfin, j'adresse un merci à mes amis d'enfance (Pierre, François, Yohan) ainsi que mes parents et mon frangin qui ont toujours cru en moi et m'ont soutenu. Merci à vous grand Gomez et royale Buse, Teboul et Putanier, et toute la bande qui se reconnaitra (je vais pas tous les citer) pour le soutien, les rires, les soirées,... tous les bons moments quoi.





---

## Résumé

---

Ce mémoire de thèse traite de l'influence de la porosité et de l'eau libre qu'elle est susceptible de contenir sur le comportement du béton sous sollicitations sévères. Ces travaux s'inscrivent dans le cadre d'étude plus général de la vulnérabilité des ouvrages massifs en béton armé. Dans ce contexte on s'intéresse particulièrement au comportement du matériau et des structures sous impact. Le laboratoire 3SR dispose d'une presse triaxiale de grande capacité, baptisée GIGA, permettant d'atteindre des niveaux de contrainte de l'ordre du GPa, appliqués de manière quasi-statique, sur des échantillons de béton.

Des études expérimentales sur un béton de référence (R30A7) montrent l'influence majeure de l'eau sur le comportement du béton fortement confiné (VU, 2009). Ces mêmes travaux montrent par ailleurs que l'influence du rapport Eau/Ciment, importante en compression simple diminue avec l'augmentation du confinement.

Le premier objectif de ces travaux de thèse est de mieux comprendre l'effet de la porosité sur le comportement du béton sous forts confinements. Dans cette optique deux bétons sont formulés. L'un avec une porosité diminuée par rapport au béton de référence R30A7 et l'autre avec une porosité plus importante. Les résultats des campagnes d'essais montrent qu'effectivement la porosité ne joue plus de rôle prépondérant à forts confinements (400 MPa) sur la résistance du béton. En revanche la déformabilité du béton reste dépendante de la porosité globale du matériau.

Le deuxième objectif de cette thèse est d'approfondir la connaissance des effets de l'eau sur le comportement du béton. Pour cela, des essais sur les deux bétons saturés précédemment formulés sont réalisés. Les résultats montrent les mêmes effets de l'eau que ceux observés sur le R30A7 mais influencés également par la porosité du matériau. Des essais sur béton humides sont également réalisés afin de compléter cette étude. Enfin, cette thèse propose le développement d'essais triaxiaux avec mesure de la pression interstitielle et le développement d'un capteur de déformation radiale adapté aux essais sous forts confinements.

**Mots-clés :** Béton, Chargement triaxial, Forts confinements, Porosité, Degré de saturation



---

## Abstract

---

This thesis deals with the influence of the porosity and the saturation ratio on concrete behavior under severe stress. This work is part of a more general study of the vulnerability of massive reinforced concrete frame. In this context, studies focuses particularly on the behavior of the material and structures under impact. 3SR laboratory has a large capacity triaxial press, called GIGA, to achieve stress levels of the order of GPa, applied quasi-statically on concrete samples.

Experimental studies on a reference concrete (R30A7) show the major influence of water on the behavior of highly confined concrete (VU, 2009). These same studies also show that the influence of Water/Cement ratio, high in simple compression test, decreases with increasing confinement.

The first objective of this thesis is to better understand the effect of porosity on the behavior of concrete under high confinement. In this context two concretes are formulated. One with a reduced porosity relative to the reference concrete R30A7, and the other one with a greater porosity. The results of test campaigns show that the porosity don't play an important role under strong confinement (400 MPa). At the other hand, the deformability of the concrete remains dependent on the overall porosity of the material.

The second objective of this thesis is to improve the knowledge of the effects of water on the behavior of concrete. For this, test on both saturated concrete made previously, are carried out. The results show the same effects of water than those observed on the R30A7 but also influenced by the porosity of the material. Tests on wet concrete are made to complete this study. Finally, this thesis proposes the development of triaxial tests with measurement of pore pressure and the development of a radial stress sensor specially adpated for strong confinement.

**Keywords :** Concrete, Triaxial loading, High confinement, Porosity, Saturation ratio



---

## Sommaire

---

<b>REMERCIEMENTS.....</b>	<b>II</b>
<b>RESUME.....</b>	<b>IV</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>VI</b>
<b>SOMMAIRE .....</b>	<b>VIII</b>
<b>SYMBOLES ET CONVENTIONS.....</b>	<b>XII</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....</b>	<b>7</b>
Introduction .....	7
<i>1.1 Constituants du béton .....</i>	<i>7</i>
1.1.1 La pâte de ciment .....	7
1.1.2 Porosité du béton.....	9
1.1.3 Les granulats .....	13
1.1.4 Adjuvants et additions .....	14
<i>1.2 Comportement mécanique du béton .....</i>	<i>19</i>
1.2.1 Comportement en sollicitation uniaxiale.....	19
1.2.1.1 Essai de compression simple.....	19
1.2.1.2 Essai de traction directe.....	20
1.2.2 Comportement volumique.....	20
1.2.2.1 Différents types d'essais expérimentaux.....	21
1.2.2.2. Résultats expérimentaux d'essais de compaction. ....	21
1.2.3 Comportement en compression triaxiale.....	27
1.2.4 Influence des granulats sur le comportement mécanique du béton.....	33
1.2.4.1 La liaison granulat pâte de ciment.....	33
1.2.4.2 Influence des granulats sur le comportement mécanique.....	34

<i>1.3 Influence du degré de saturation sur le comportement mécanique du béton.....</i>	<i>36</i>
1.3.1 L'eau dans le béton .....	37
1.3.2 Influence sur le comportement en compression simple .....	41
1.3.3 Influence sur le comportement hydrostatique .....	42
1.3.4 Influence sur le comportement déviatoire .....	44
1.3.5 Drainage et mesure de la pression interstitielle.....	46
<i>1.4 Influence du rapport E/C sur le comportement mécanique du béton.....</i>	<i>49</i>
1.4.1 Effet sur le comportement en compression simple .....	49
1.4.2 Effet sur le comportement compactant.....	51
1.4.3 Effet sur le comportement triaxial.....	53
<i>Conclusion du chapitre 1.....</i>	<i>56</i>
<b>CHAPITRE 2 : DEVELOPPEMENT DE LA PROCEDURE EXPERIMENTALE .....</b>	<b>57</b>
<i>Introduction .....</i>	<i>57</i>
<i>2.1 Formulation du béton de référence R30A7 .....</i>	<i>57</i>
2.1.2 Usinage et conservation des échantillons.....	59
2.1.3 Porosité du béton R30A7 .....	61
<i>2.2 Formulations du BHP et du BAE .....</i>	<i>64</i>
2.2.1 Formulation du BHP .....	64
2.2.1.1 Principe de la méthode .....	64
2.2.1.2 Détermination de la teneur en eau des granulats.....	65
2.2.1.3 Composition et gâchées d'essais .....	66
2.2.2 Formulation du BAE .....	68
<i>2.3 Mise en œuvre des essais .....</i>	<i>70</i>
2.3.1 Préparation des échantillons à l'essai.....	70
2.3.1.1 Préparation de la surface latérale de l'échantillon .....	70
2.3.1.2 Instrumentation.....	71
2.3.1.3 Protection des échantillons testés sous confinement.....	72
2.3.2 Dispositifs expérimentaux d'essais .....	74
2.3.2.1 La presse Schenck .....	74
2.3.2.2 La presse GIGA.....	76
<i>2.4 Mise au point d'un capteur de déformations radiales.....</i>	<i>82</i>
2.4.1 Présentation du capteur .....	83
2.4.2 Optimisation de la géométrie de la lame du capteur .....	86
2.4.3 Résultats expérimentaux .....	88
<i>2.5 Apports à la compréhension de l'effet de l'eau.....</i>	<i>91</i>
2.5.1 Enceintes de contrôle de l'humidité relative .....	91
2.5.2 Mise au point des essais de mesure de pression interstitielle.....	97
2.5.2.1 Présentation et dimensionnement de l'enclume drainante .....	97
2.5.2.2 Mesure de la pression interstitielle.....	99
<i>Conclusion du chapitre 2.....</i>	<i>101</i>

## **CHAPITRE 3 : INFLUENCE DE LA POROSITE ..... 103**

### *Introduction ..... 103*

### *3.1 Influence du confinement sur le comportement des bétons BAE et BHP ..... 103*

#### *3.1.1 Comportement du béton BHP ..... 103*

##### *3.1.1.1 Comportement en compression simple ..... 104*

##### *3.1.1.2 Comportement triaxial..... 105*

##### *3.1.1.3 Etats limites et faciès de rupture ..... 108*

##### *3.1.1.4 Conclusion..... 110*

#### *3.1.2 Comportement du béton BAE ..... 110*

##### *3.1.2.1 Comportement en compression simple ..... 111*

##### *3.1.2.2 Comportement en compression triaxiale..... 111*

##### *3.1.2.3 Etats limites et faciès de rupture ..... 114*

##### *3.1.2.4 Conclusion..... 115*

### *3.2 Comparaison des comportements du BHP et du BAE avec celui du R30A7..... 116*

#### *3.2.1 Comparaison du comportement en compression simple..... 116*

#### *3.2.2 Comparaison du comportement triaxial volumique ..... 117*

#### *3.2.3 Comparaison du comportement triaxial déviatoire ..... 120*

#### *3.2.4 Conclusion..... 121*

### *3.3 Comparaison des comportements du BHP et du BAE avec les bétons modifiés..... 122*

#### *3.3.1 Comparaison du comportement en compression simple..... 123*

#### *3.3.2 Comparaison du comportement triaxial ..... 124*

#### *3.3.3 Comparaison des états limites et faciès de rupture ..... 126*

#### *3.3.4 Conclusion..... 129*

### *Conclusion du chapitre 3..... 130*

## **CHAPITRE 4 : INFLUENCE DE L'EAU ..... 131**

### *Introduction ..... 131*

### *4.1 Influence de l'eau sur le comportement mécanique du BHP saturé ..... 131*

#### *4.1.1 Effets sur le comportement en compression simple..... 132*

#### *4.1.2 Effets sur le comportement triaxial ..... 133*

##### *4.1.2.1 Comportement axial ..... 133*

##### *4.1.2.2 Comportement volumique..... 134*

##### *4.1.2.3 Comportement déviatoire..... 136*

#### *4.1.3 Etats limites et faciès de rupture ..... 137*

##### *4.1.4 Conclusion..... 139*

### *4.2 Influence de l'eau sur le comportement mécanique du BAE saturé..... 139*

#### *4.2.1 Effets sur le comportement en compression triaxiale ..... 140*

##### *4.2.1.1 Comportement axial et radial ..... 140*

##### *4.2.1.2 Comportement volumique..... 141*

##### *4.2.1.3 Comportement déviatoire..... 143*

#### *4.2.2 Etats limites et faciès de rupture ..... 145*



4.2.3 Conclusion.....	146
4.3 <i>Comparaison des effets de l'eau libre sur le BHP et le BAE avec le R30A7</i> .....	147
4.3.1 Comportement triaxial volumique .....	147
4.3.2 Comportement triaxial déviatoire.....	149
4.3.3 Etats limites et faciès de rupture .....	153
4.3.4 Conclusion.....	156
4.4 <i>Influence de l'eau sur le comportement du R30A7 humide</i> .....	156
4.4.1 Comportement triaxial des bétons humides .....	157
4.4.1.1 Comportement axial et radial .....	157
4.4.1.2 Comportement volumique.....	159
4.4.1.3 Comportement déviatoire.....	160
4.4.2 Comparaison du comportement des bétons humides avec les R30A7 sec et saturé. .....	161
4.4.2.1 Essais à 100 MPa de confinement.....	161
4.4.2.2 Essais à 200 MPa de confinement.....	162
4.4.2.3 Essais à 400 MPa de confinement.....	163
4.4.2.4 Essais à 600 MPa.....	164
4.4.3 Courbe d'états limites.....	165
4.4.4 Conclusion.....	166
<i>Conclusion du chapitre 4</i> .....	166
<b>CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.....</b>	<b>168</b>
<b>REFERENCES.....</b>	<b>173</b>
<b>TABLE DES FIGURES.....</b>	<b>180</b>

---

## Symboles et conventions

---

### Abréviations :

R30A7 : Béton de référence, résistance à la compression à 28 jours de 30 MPa, affaissement au cône d'Abrams de 7cm

BAE : Béton à air entraîné

BHP : Béton à hautes performances

EC04 : Béton modifié à partir du R30A7, E/C = 0,4

EC08 : Béton modifié à partir du R30A7, E/C = 0,8

BFC : Béton modifiés à partir du R30A7, E/C = 2 avec ajout d'un filler calcaire

E/C : Rapport Eau/Ciment

SR : degré de saturation (%)

SSD : Etat saturé superficiellement sec

LVDT : Linear variable differential transformer

### Notations :

$\sigma_x, \sigma_\theta$  : Contrainte axiale, contrainte orthoradiale (MPa)

$\sigma_m$  : Contrainte moyenne :  $\sigma_m = \frac{\sigma_x + 2.\sigma_\theta}{3}$  (MPa) (si  $\sigma$  est isotrope dans le plan  $(r, \theta)$ )

$\varepsilon_x, \varepsilon_\theta$  : Déformation axiale et déformation circonférentielle (%)

$\varepsilon_v$  : Déformation volumique :  $\varepsilon_v = \varepsilon_x + 2. \varepsilon_\theta$  (%) (si  $\sigma$  est isotrope dans le plan  $(r, \theta)$ )

$p$  : pression de confinement (MPa)

$q$  : déviateur des contraintes (MPa)

### Conventions de signe :

$\sigma > 0 ; \Delta\varepsilon > 0$  : en compression



---

# Introduction générale

---

## Contexte de l'étude

Le béton est aujourd'hui le deuxième matériau minéral le plus utilisé au monde après l'eau potable :  $1\text{m}^3$  par an et par habitant. C'est aussi le matériau le plus utilisé dans le génie civil. Il est relativement bon marché et disponible aux quatre coins du globe. Historiquement, les romains utilisaient déjà un mortier semblable au béton moderne dont la solidité était assurée par la réaction d'hydratation. En 1855 Louis et Joseph Vicat coulent à Grenoble le premier ouvrage en béton au monde, le pont du jardin des plantes de Grenoble. 150 ans plus tard est mis en service le 16 décembre 2004 le viaduc de Millau, le plus haut pont routier à haubans du monde (Figure 1). La connaissance du matériau, aussi bien de ses propriétés physico-chimiques que son comportement mécanique, a beaucoup évolué dans le temps et fait toujours l'objet d'études et de recherches pointues.



Figure 1. Le béton dans le génie civil : du premier pont en béton coulé au monde par Vicat, au viaduc de Millau, le plus haut pont routier du monde

De nos jours, le comportement du béton sous sollicitations dynamiques sévères telles que les impacts, explosions ou ondes de chocs, est particulièrement méconnu. L'enjeu est de taille notamment dans les structures à risques tels que les enceintes de confinement de réacteur nucléaire, ou les barrages hydrauliques. Les travaux de Zukas (ZUKAS, 1992) et Bailly (BAILLY *et al.*, 1996) portent sur les phénomènes ayant cours au sein du béton lors d'une sollicitation d'impact. La figure 2 schématise les sollicitations mise en jeu lors d'un impact.

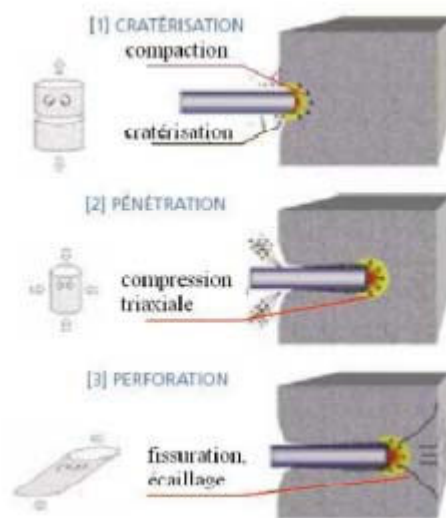


Figure 2. Sollicitations mis en jeu lors d'un impact d'un projectile sur un bloc en béton (BAILLY *et al.*, 1996)

Les résultats montrent une grande variété de types de chargement : un état de compression axiale confiné, puis de la compression triaxiale et enfin de la traction due à la réflexion d'onde en face arrière.

Les sollicitations dynamiques étant très rapides (échelle de la ms) et le champ de contraintes induit ayant un caractère hétérogène, la caractérisation expérimentale du comportement du béton est particulièrement délicate. Par conséquent, on étudie d'une part le comportement quasi-statique du matériau pour les différentes sollicitations rencontrées lors de l'impact et d'autre part, l'effet de la vitesse de chargement. Les essais aux barres de Hopkinson sont un bon exemple de moyen de l'étude expérimentale de l'effet de la vitesse. Concernant le comportement quasi-statique du béton, il faut pouvoir disposer d'un outil expérimental de grande capacité pour reproduire les niveaux de contraintes atteints dans le matériau lors d'un impact. A titre d'exemple, les travaux de Gran (GRAN *et al.*, 1997) montrent que l'on peut rencontrer des pressions de plus de 300 MPa dans un bloc de béton impacté par un projectile de 2,3 kg lancé à  $315 \text{ m.s}^{-1}$ .

Le laboratoire 3SR dispose d'une presse triaxiale de grande capacité baptisée GIGA, inaugurée en 2004, qui permet d'appliquer à des échantillons des niveaux de contrainte de l'ordre du GPa. Cette presse constitue un des outils du volet expérimental des études menées dans le cadre de la structure fédérative de recherche PREVI (Pôle de recherche sur la vulnérabilité des infrastructures). Ce groupe de recherche rassemble le laboratoire 3SR (UJF, G-INP, CNRS) mais aussi le CEA (commissariat à l'énergie atomique et aux énergies alternatives), l'université de Lille I et l'université de Metz. Un béton de référence dénommé R30A7 (résistance à la compression simple à 28 jours de 30 MPa et affaissement au cône d'Abrams de 7 cm) est formulé dans le cadre des études conjointes du pôle PREVI. Son comportement dynamique rapide est étudié par le CEA Gramat et l'université de Metz, son comportement hydrique fait l'objet d'études de l'université de Lille et son comportement quasi-statique sous chargement sévère est étudié ici au laboratoire 3SR de Grenoble.

De nombreuses études se sont intéressées au comportement quasi-statique du béton mais ce n'est que plus récemment que sont publiés des résultats pour des pressions de confinement au-delà de 200 MPa (SCHMIDT, *et al.* 2009), (WARREN, *et al.*, 2004), (GABET, 2006), (VU, 2007). Toutes ces études montrent que le comportement du béton est fortement influencé par

le niveau de confinement appliqué : la résistance du béton croît lorsque le confinement augmente, comme l'illustre la figure 3 qui représente l'évolution des états limites en contraintes obtenus sur le R30A7 par Vu et Gabet (dans le plan déviateur  $q$  en fonction de la contrainte moyenne  $\sigma_m$ ).

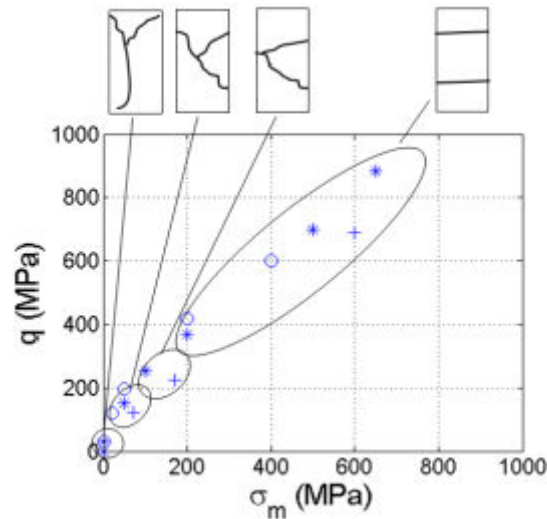


Figure 3. Evolution des états limites en contrainte du béton R30A7 dans le plan ( $q$  ;  $\sigma_m$ ) (GABET, 2006)

La figure 3 montre de plus que les faciès de rupture des échantillons testés évoluent avec la pression de confinement. Cette dernière a donc un effet sur les mécanismes d'endommagement du matériau. Cette évolution se caractérise par le passage d'un mode de rupture à confinement nul (compression simple), caractérisé par des fissures verticales dues à des sollicitations d'extension dans le plan radial, à un mode de rupture caractérisé par des bandes de localisation horizontales dont l'origine est encore expliquée de manière incertaine. Les travaux de Gabet et Vu associent ces bandes à un réarrangement granulaire conséquent au dépassement du point de compaction maximal du béton.

## Verrous scientifiques

Le béton étant un matériau multiphasique complexe, il est évident que de nombreux paramètres de sa formulation sont susceptibles d'avoir une influence sur le comportement mécanique global sous forts confinements. Les travaux de Vu sur le R30A7 ont montré que le degré de saturation en eau du béton avait un rôle déterminant sous forts confinements alors que son effet à faible confinement est faible. Ces travaux montrent notamment un effet important de la pression interstitielle de l'eau contenue dans le matériau qui va conduire le béton à se comporter comme un empilement granulaire saturé non drainé. A l'inverse, le rapport Eau/Ciment qui détermine la porosité de la pâte de ciment joue un rôle déterminant sur le comportement à faible confinement, mais devient un paramètre négligeable sous fort confinement. D'autres paramètres sont également étudiés tels que l'influence de la forme et du type de granulats (PIOTROWSKA, 2013).

Ces résultats restent-ils valables lorsque la porosité du béton diminue ou augmente fortement ?

## Verrous expérimentaux

La pression interstitielle semble jouer un rôle clé dans les effets de l'eau sur le comportement confiné du béton. Pour l'étudier, le problème est de disposer d'un système de mesure de cette pression pendant la réalisation des essais expérimentaux. Ceci constitue un premier défi technologique. De manière plus générale, l'étude de la réponse du béton à un chargement nécessite une mesure des déformations axiale et radiale. Particulièrement, la mesure de la déformation radiale par jauges de déformations peut poser des problèmes à des niveaux de pression tels que ceux liés à l'utilisation de la presse GIGA. Il est souvent difficile de conserver une mesure de cette déformation, tout spécialement lorsque les échantillons sont saturés en eau (collage des jauges difficile). Un deuxième défi technologique consiste donc à développer une mesure plus fiable de la déformation radiale.

## Objectifs de la thèse

L'objectif principal de cette thèse est de mieux comprendre le rôle de la porosité du béton sur son comportement faiblement et fortement confiné. On s'intéresse en particulier à la porosité totale, à sa taille caractéristique et à son degré de saturation en eau libre.

Pour étudier l'effet de la porosité, on propose de formuler deux bétons, à partir de la composition du béton de référence R30A7 :

- un béton type hautes performance (BHP) dont la porosité capillaire est diminuée par réduction du rapport Eau/Ciment et ajout de fumée de silice,
  - un béton dont la porosité est augmentée par l'ajout d'un agent entraîneur d'air (BAE),
- et de caractériser ces bétons en fonction de la pression de confinement.

Pour étudier les effets combinés de l'eau et de la porosité, on propose d'étudier :

- des éprouvettes de bétons BHP et BAE en conditions saturées et sèches,
  - des éprouvettes de béton R30A7 en condition de saturation intermédiaires (béton humide),
- en tenant compte de pressions de confinements de 0 à 600 MPa.

Pour atteindre ces objectifs, deux améliorations techniques doivent être développées, afin d'améliorer la compréhension des phénomènes mis en jeu :

- un système de mesure de la déformation radiale
- un système de mesure de la pression interstitielle

## Organisation du mémoire

Le présent mémoire se divise en 4 chapitres. Dans le premier une étude bibliographique sur le béton et son comportement mécanique est proposée. Il s'agit d'abord de faire l'état des lieux des connaissances sur le matériau béton sur ses constituants et ses propriétés structurales, physiques et chimiques. Il s'agit également de préciser les connaissances sur le comportement mécanique du béton confiné.

Le deuxième chapitre s'intéresse au développement des différentes procédures expérimentales nécessaires à la réalisation des objectifs de cette thèse. La formulation des bétons étudiés est donc discutée, puis on présente les différents outils expérimentaux notamment la presse GIGA, son fonctionnement et la préparation des échantillons. On propose également le

développement d'un nouveau capteur de déformation radiale et d'un système de mesure de la pression interstitielle afin de répondre aux défis techniques proposés dans les objectifs de cette thèse.

Le troisième chapitre traite de l'influence de la porosité sur le comportement mécanique des bétons étudiés : BHP et BAE. Les résultats expérimentaux sont présentés et comparés à ceux du béton de référence R30A7.

Le dernier chapitre propose une étude des effets de l'eau sur le comportement mécanique du béton. Les résultats des essais sur les bétons BHP et BAE saturés sont présentés, analysés et comparés aux résultats du béton de référence R30A7. La deuxième partie du chapitre s'intéresse au comportement du béton R30A7 humide, pour différents degrés de saturation intermédiaires.





---

# Chapitre 1 : Etude Bibliographique

---

## Introduction

Ce manuscrit s'intéresse à l'influence de la porosité et du degré d'humidité interne du béton, vis-à-vis de son comportement mécanique macroscopique sous forts confinements. Pour bien comprendre les phénomènes mis en jeu et pouvoir analyser sereinement les résultats d'essais expérimentaux, il convient de s'intéresser d'abord au matériau béton. Par conséquent, la première partie de ce chapitre s'intéresse à travers de nombreux travaux aux différents constituants du béton, à leurs structures et leurs caractéristiques qui participent au comportement global du matériau. Dans une deuxième partie, un état des lieux est établi sur le comportement mécanique du béton. Son comportement en compression simple, triaxiale et oedométrique sont caractérisés. La troisième partie du chapitre s'intéresse particulièrement à l'eau et à ses effets sur le comportement du matériau. En effet, l'eau est omniprésente dans le béton, à différentes échelles et sous différents états. Il est clair qu'elle va jouer un rôle central sur ses propriétés et son comportement mécanique. Enfin, la quatrième partie de cette étude bibliographique aborde l'influence de la porosité du béton. En particulier est traitée l'influence du rapport eau/ciment, qui joue un rôle prépondérant sur le comportement en compression simple du béton.

## 1.1 Constituants du béton

Le béton est un matériau multiphasique complexe composé d'une pâte de ciment, de granulats, d'eau, d'air ainsi qu'éventuellement d'additions minérales et d'adjuvants. On se propose ici de présenter succinctement chacun de ces composants.

### 1.1.1 La pâte de ciment

#### Hydratation du ciment

La pâte de ciment est un élément clé du béton. Elle permet de lui donner une cohésion en jouant le rôle de liant. Elle se forme grâce à la réaction d'hydratation, lors du mélange du ciment avec de l'eau (il s'agit donc d'un liant hydraulique).

Le ciment le plus couramment employé est le ciment Portland. Ce ciment est essentiellement obtenu en cimenterie par broyage et chauffage de deux éléments principaux : le calcaire et l'argile. Ce clinker est constitué de trois éléments principaux (NEVILLE, 2000), comme on peut le voir sur la figure 1-1 :

- C<sub>3</sub>S (50 à 70 % du clinker) : silicate tricalcique
- C<sub>2</sub>S (20 à 25 %) : silicate dicalcique
- C<sub>3</sub>A (5 à 15 %) : aluminat tricalcique

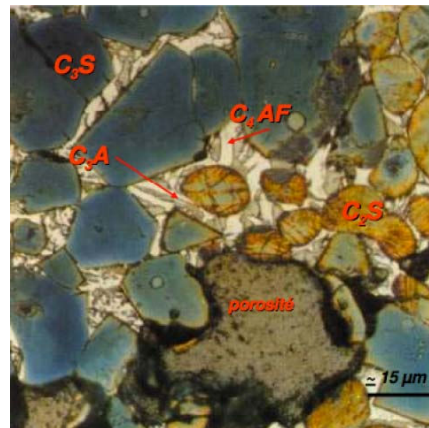
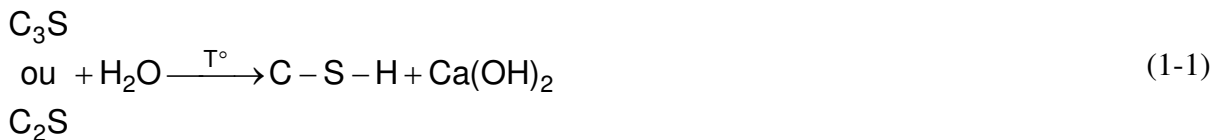


Figure 1-1. Clinker observé au microscope

Les deux types de silicates vont réagir avec l'eau selon la réaction formule (1-1) :



Cette réaction exothermique produit des hydrates de silicate de calcium (CSH) et de la chaux éteinte, appelée Portlandite. La réaction du C<sub>3</sub>A du clinker avec l'eau est elle très violente, et peut désagréger le composé. C'est pourquoi on ajoute au clinker du gypse (4 % environ) qui va remplacer cette réaction en formant des cristaux d'Ettringite. Ce sont les CSH qui contribuent en particulier à donner au béton sa cohésion et sa résistance. Il s'agit d'un gel solide ayant les propriétés d'un corps solide, le mot gel faisant référence à son faible degré de cristallinité et à la présence d'eau (BAROGHEL, 1994).

#### Evolution de la pâte de ciment (CHANVILLARD, 1999)

Au cours du temps, les caractéristiques et les composants de la pâte de ciment hydratée vont évoluer. A la suite immédiate de l'introduction d'eau et du malaxage, se forment des cristaux d'hydrates à la périphérie des grains de ciment. Les réactions sont ralenties par la formation de l'Ettringite, c'est la phase dormante. Les grains restent libres de bouger, la pâte de ciment est encore malléable. Lorsque le gypse est entièrement consommé (au bout de 2h30 environ), les réactions s'emballent, produisant beaucoup de CSH qui commencent à former des ponts d'hydrates entre les grains, c'est le début de la prise. Il est important de noter que le volume

d'hydrates produits est plus faible que celui des réactifs (eau et ciment) consommés. Ce bilan volumique négatif est un mécanisme de retrait appelé « contraction Le Chatelier ». Ceci laisse donc apparaître une certaine quantité de vides, sous forme de microfissures comblées éventuellement par l'eau si l'on conserve le béton en milieu saturé. Les réactions chimiques se poursuivent ensuite plus lentement, au fur et à mesure du durcissement du béton. Enfin, on peut remarquer que selon la quantité d'eau et de ciment introduite au départ, les réactions ne sont pas totales. Les quantités de ciment et d'eau mélangées au départ influencent beaucoup la quantité d'hydrates produits. Ainsi, il peut subsister des grains de ciment non hydratés qui pourront éventuellement réagir lors du vieillissement du béton. Mais on peut aussi trouver de l'eau libre n'ayant pas réagi avec le ciment. C'est cette eau libre après évaporation qui forme la porosité capillaire, qui sera détaillée dans un prochain paragraphe.

Ainsi, la pâte de ciment hydratée se compose comme le montre la figure 1-2 :

- d'hydrates CSH ;
- de cristaux de portlandite ;
- de clinker non hydraté ;
- de pores capillaires.

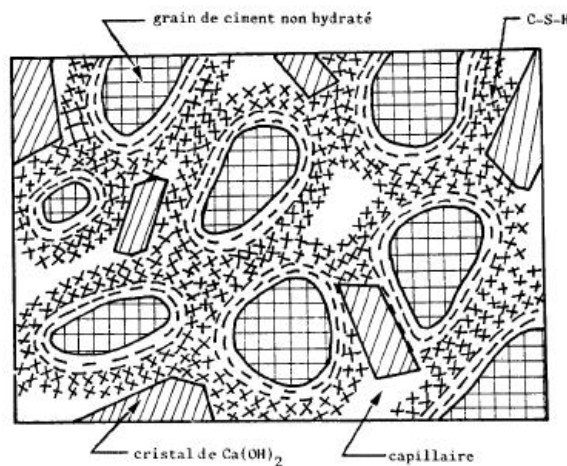


Figure 1-2. Représentation schématique de la pâte de ciment hydratée (PIGEON, 1981)

Les travaux de Patel (PATEL *et al.*, 1998) ont montré qu'une conservation du béton en milieu saturé est préférable lors du durcissement du béton, une humidité relative du milieu capillaire inférieure à 80 % pouvant entraîner un fort ralentissement de l'hydratation. Classiquement, en milieu saturé, la pâte de ciment atteint 70 % de sa résistance en 3 jours et 90 % à 28 jours.

### 1.1.2 Porosité du béton

Le béton est un matériau poreux. Cette porosité est complexe puisqu'elle s'étale sur différentes échelles et résulte de différents phénomènes. Mais le caractère poreux du béton est très important puisque la résistance de celui-ci est liée à sa porosité comme le montre la figure 1-3.

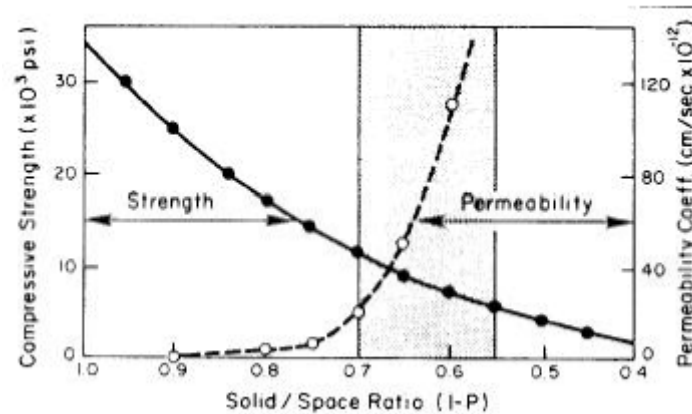


Figure 1-3. Relation entre résistance, perméabilité et porosité du béton (METHA, 1986)

De manière générale, on voit que plus le béton est poreux, plus sa perméabilité est grande et plus sa résistance à la compression diminue.

La figure 1-4 montre l'échelle des différentes porosités et constituants solides dans le béton.

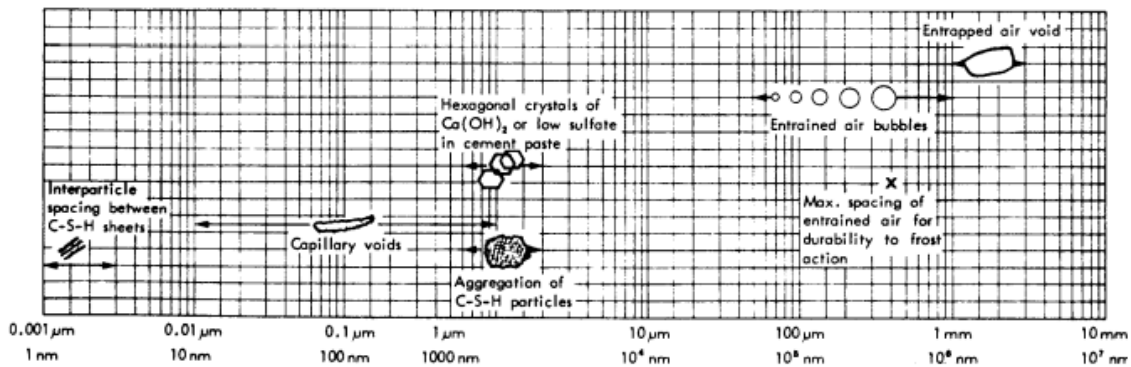


Figure 1-4. Echelles de taille des solides et pores du bétons (METHA, 1986)

Les pores du béton s'étendent sur une échelle allant du nanomètre au millimètre, ce qui fait un facteur d'un million entre les pores les plus petits et les plus gros. On peut distinguer 4 grandes familles de pores.

- porosité des feuillet de CSH à l'échelle du nanomètre ;
- porosité capillaire comprise entre quelques dizaines de nanomètres à quelques micromètres ;
- l'air entraîné (décrit plus en détail dans un paragraphe ultérieur) entre 50 micromètres et 1 millimètre. Cette porosité est essentiellement associée à l'utilisation d'agent entraîneur d'air ;
- l'air occlus à l'échelle macroscopique. Cette porosité provient de l'air piégé lors du malaxage du béton. Elle peut être minimisée par une vibration appropriée qui augmente la compacité. On peut la mesurer à l'aide d'un essai à l'aéromètre, mais pour un béton courant, les valeurs sont de 2 à 3 % du volume total de béton.

#### Porosité des feuillet de CSH

Les CSH ont une structure en feuillet, formés de très petits cristaux, ayant une surface spécifique très importante. L'eau s'adsorbe sur ces feuillet par réactions de Van der Waals.

Le gel de CSH est poreux et les pores de gel sont constitués en fait par les espaces contenant l'eau adsorbée sur les feuillettes. Leur taille est très petite et représente environ 28 % du volume des CSH.

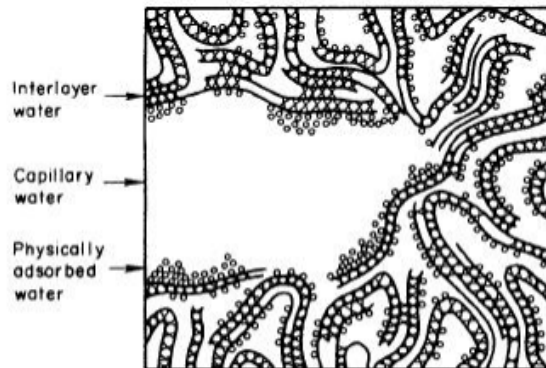


Figure 1-5. Représentation schématique du silicate de calcium hydraté (C-S-H) (FELDMAN *et al.*, 1968)

L'eau des pores des CSH n'est pas libre car elle est fortement liée aux feuillettes par les forces de surfaces. Par conséquent, il est difficile de « vider » ces pores sans endommager irrémédiablement la structure des feuillettes. Du fait de leur taille réduite, ils contribuent peu à la perméabilité de la pâte. Les travaux d'Odler suggèrent que cette catégorie de pore ne semble pas influencer la résistance du béton (ODLER *et al.*, 1985).

### Porosité capillaire

La porosité capillaire est déterminante dans le béton et c'est souvent elle la plus présente. Elle provient de l'eau libre n'ayant pas réagi avec le ciment et du volume qui n'a pas été rempli par les produits d'hydratation. Ces pores sont interconnectés et sont donc responsables en majeure partie de la perméabilité de la pâte de ciment. Les capillaires peuvent être plus ou moins remplis d'eau selon les conditions de conservations. En conservant le béton dans l'eau, on peut estimer que ces pores sont saturés.

Cette porosité est très dépendante du rapport E/C car il gouverne l'espacement initial des grains de ciment (GAGNE et AITCIN, 1993). Pour des rapports E/C élevés, les grains de ciments sont initialement plus éloignés, l'eau est en excès par rapport au ciment et une grande partie de cette eau ne réagira pas formant ainsi des capillaires plus gros. La résistance du béton sera alors plus faible. A l'inverse, en réduisant le rapport E/C, on rapproche les grains de ciment et l'eau réagit mieux, les capillaires seront plus petits : le béton sera plus résistant. On ne peut cependant pas trop diminuer le rapport E/C sans risquer de manquer d'eau pour hydrater correctement le ciment. Il existe donc un E/C optimal.

On peut montrer théoriquement que pour un rapport E/C de 0,42, l'eau et le ciment sont en proportions stœchiométriques et qu'il y a donc juste assez d'eau pour hydrater tout le ciment. Mais avec la contraction de Le Chatelier, il y aura création d'espaces vides. Si le rapport E/C est de 0,36 qui est le cas théorique idéal, il manque de l'eau pour hydrater complètement le ciment. Mais si l'on conserve ce béton dans l'eau, le surplus de ciment pourra réagir avec cette eau et combler tout juste les vides créés par la contraction (figure 1-6).

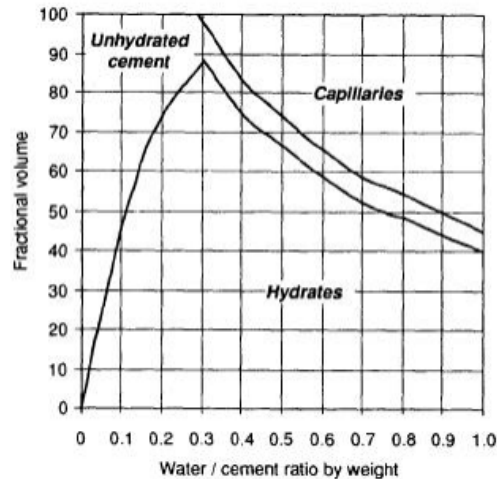


Figure 1-6. Proportion volumique des différents constituants de la pâte de ciment après hydratation en milieu saturé (HANSEN, 1970)

Il faut remarquer qu'en pratique, l'hydratation du ciment n'est jamais totale. En effet, l'hydratation des gros grains conduit à la formation d'une couche d'hydrate très dense sur le pourtour, empêchant ainsi l'intérieur du grain de s'hydrater. C'est pour cela qu'il subsiste toujours de la porosité capillaire, même si le rapport E/C a été réduit au cas idéal. Il est également intéressant de remarquer que la diminution du rapport E/C diminue la taille des pores capillaires mais aussi leur nombre comme le montre la figure 1-7.

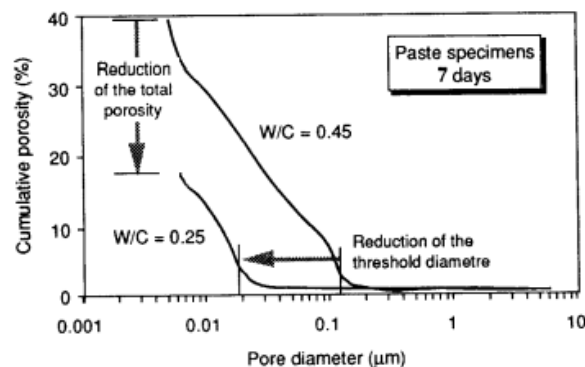


Figure 1-7. Porosimétrie au mercure de deux pâtes de ciment conservées dans l'eau pendant 7 jours (GAGNE et AITCIN, 1993)

La figure 1-8 montre l'évolution de la porosité obtenue sur un mortier fabriqué avec différents rapports E/C (LAFHAJ, 2008)

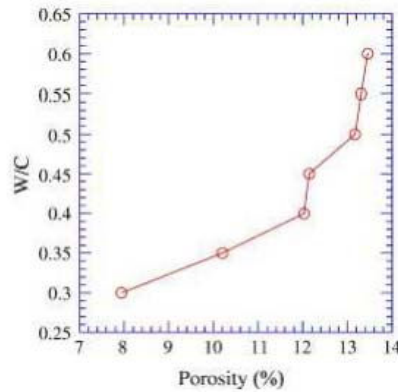


Figure 1-8. Influence du rapport E/C sur la porosité accessible à l'eau (LAFHAJ, 2008)

Cette figure quantifie l'incidence directe du rapport E/C sur la porosité de ce mortier. Plus le rapport E/C augmente, plus la porosité accessible à l'eau augmente.

Il est également intéressant de remarquer l'influence du choix du type de ciment. La figure 1-9 montre les résultats de la porosimétrie au mercure effectuée sur deux mortiers avec des ciment CEM I (« Mortar 1 ») et CEM V/A (« Mortar 2 ») (PERLOT, 2006).

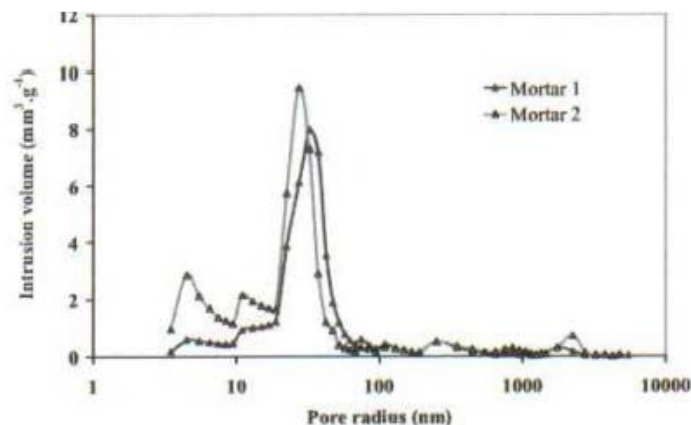


Figure 1-9. Influence de la nature du ciment sur la porosité (PERLOT, 2006)

Le volume total de pores du mortier avec CEM V/A est plus important que celui du ciment CEM I, mais sa porosité est plus fine et distribuée sur une échelle de taille plus grande. Le mortier avec CEM I présente plus de porosités capillaires tandis que l'autre mortier présente moins de porosité à l'échelle des hydrates. L'auteur explique ces différences par les additions minérales du CEM V/A qui par réaction pouzzolanique produisent plus d'hydrates, ce qui réduit la porosité de ces derniers.

### 1.1.3 Les granulats

Les granulats représentent l'essentiel du volume du béton (3/4 environ). Dans le béton l'idéal est d'avoir une granulométrie assez continue entre le ciment et le plus gros granulat afin d'optimiser la compacité du squelette granulaire. Cette granulométrie va également jouer un rôle sur la maniabilité du béton.

Il est aisé d'imaginer que la qualité et la résistance des granulats influencent la résistance du béton. Mais d'autres paramètres peuvent être influents : les propriétés physiques, chimiques et



thermiques par exemple. Le béton produit en Maurienne (73) le montre bien. Entre mars et août 2004, deux usines en Maurienne ont produit du béton dont les granulats étaient accidentellement pollués au gypse. Celui-ci gonflant avec l'eau, a détérioré le béton dans son cycle de vie en le rendant très friable. Les propriétés physico-chimiques et la propreté des granulats sont donc à prendre en compte dans la formulation.

Dans la littérature, on trouve peu d'essais mécaniques ayant pour objectif la détermination de la résistance des granulats. Des essais sur roches sont possibles mais il faut toutefois faire attention car les roches sont souvent fracturées ou endommagées et leur résistance peut varier selon les échantillons. Sur les chantiers, l'essai Los Angeles permet d'estimer la résistance des roches aux chocs, par un passage dans un cylindre en rotation avec des boules d'acier qui viennent broyer les échantillons. L'essai Micro-Deval en présence d'eau (MDE) consiste à estimer la résistance à l'usure par attrition des granulats. Les échantillons sont soumis un cycle d'usure dans l'eau par contact avec des billes en acier dans un cylindre en rotation. Un autre essai consiste à comprimer un cylindre rempli de granulats et de constater la quantité de granulats broyés par tamisage (COLLIS *et al.* 1985).

### **1.1.4 Adjuvants et additions**

Il existe de nombreuses possibilités pour améliorer les caractéristiques d'un béton. Les adjuvants sont des produits chimiques qui, introduits dans l'eau de gâchage souvent en très petites quantités, permettent d'améliorer certaines propriétés du béton. Parmi les plus utilisés, on peut citer les plastifiants et superplastifiants, les agents entraîneurs d'airs, les retardateurs de prises, les accélérateurs de prises,...

Pour augmenter la compacité du squelette granulaire ou pour obtenir certaines propriétés physico-chimiques, on peut remplacer une partie du ciment par des additions minérales. Parmi les plus couramment utilisées, on peut citer les fumées de silice, les cendres volantes et les fillers calcaires.

Ici seront présentés uniquement les superplastifiants, les entraîneurs d'airs et les fumées de silice, qui seront utiles dans le présent mémoire.

#### *Plastifiants et superplastifiants*

Dans la formulation de base d'un béton, la pâte liante est composée d'eau et de ciment sous forme de "flocs", c'est-à-dire de grains de ciments polarisés en présence d'eau qui forment des agglomérats de dimensions 5 à 10 fois supérieures aux grains de ciments et qui retiennent captive une grande quantité d'eau. Cette eau ne participe en rien à la résistance et, au contraire, a tendance en disparaissant à affaiblir le béton en créant des vides.

L'utilisation d'un défloculant permet de briser les chaînes de grains de ciment, donc de libérer l'eau captive qui intervient alors directement sur la résistance et l'ouvrabilité. On peut alors jouer sensiblement sur cette quantité d'eau, la diminuer et ainsi augmenter la résistance à ouvrabilité constante. C'est le principe utilisé avec un plastifiant réducteur d'eau (figure 1-10).

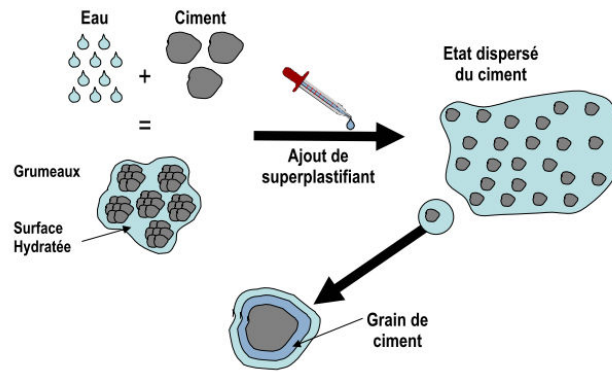


Figure 1-10. Schémas du mode d'action d'un superplastifiant

Lorsqu'on souhaite réduire le rapport E/C, notamment dans les bétons de type hautes performances (BHP), il faut prendre garde à avoir suffisamment d'eau pour hydrater un maximum de ciment. L'utilisation de plastifiants réducteurs d'eau permet donc de mieux hydrater le béton et donc de diminuer encore la quantité d'eau de gâchage.

Si l'on se réfère à l'affaissement au cône d'Abrams, les réductions d'eau habituelles sont de l'ordre de 10 à 30 %. Ces adjuvants sont souvent mis en suspension dans l'eau. Les molécules actives les plus couramment rencontrées appartiennent à l'une de ces trois catégories :

- naphthalène sulfonée formaldéhyde ;
- mélanine sulfonée formaldéhyde ;
- lignosulfonates.

La troisième catégorie n'est qu'un sous-produit alors que les deux autres sont spécialement conçues pour agir avec les liants hydrauliques. De nouvelles classes apparaissent également comme les polyacrylates. Beaucoup de ces adjuvants commerciaux sont des mélanges de plusieurs molécules de base.

Ils sont caractérisés par leur densité, leur capacité plastifiante, leur concentration solide et leur influence sur le développement des résistances précoces.

La densité de la solution est généralement donnée par le fabricant, elle dépend de la concentration car c'est l'extrait sec qui a la plus forte densité. La teneur en extrait sec (qui n'est pas toujours donnée) peut simplement être déterminée en déshydratant à 105°C une dose de produit et en comparant les masses avant et après cette déshydratation.

Lorsque l'on formule un BHP, il est nécessaire d'établir la courbe de saturation du couple liant-adjuvant. La compatibilité de ce couple est déterminante : dans le meilleur des cas, on a un mélange avec un faible rapport eau/liant ( $<0,4$ ) et une consistance acceptable et stable jusqu'au coulage ; dans le pire des cas la consistance initiale est trop ferme ou le devient rapidement. Il faut donc comparer le comportement de différents adjuvants avec le ciment choisi, c'est la base de la méthode de l'AFREM qui repose sur trois critères :

- l'effet fluidifiant obtenu initialement ;
- la quantité d'adjuvant nécessaire pour obtenir cette fluidification ;
- la stabilité du comportement rhéologique dans le temps d'utilisation du béton.

Un essai de référence de la méthode est le temps d'écoulement au cône de Marsh (AITCIN, 2001) et (DE LARRARD, 2000).

### Les entraîneurs d'airs

Un agent entraîneur d'air est un adjuvant ajouté à la formulation du béton qui permet d'obtenir un réseau de microbulles d'air. Il est utilisé généralement pour fabriquer des bétons résistants aux cycles de gel-dégel. La mise en œuvre d'un béton à air entraîné est un processus relativement délicat qui nécessite un travail préalable de mise au point. Il s'agit de sélectionner et doser l'adjuvant en fonction des autres paramètres de la formulation et des conditions de mise en œuvre. Les caractéristiques des bulles d'air vont dépendre de pratiquement tous les constituants de la formulation (ciment, ajouts minéraux, adjuvants, granulométrie), des conditions de mise en œuvre (température, vibration,...) et de la nature chimique de l'agent entraîneur.

Il existe quatre familles principales de cet adjuvant :

- résine naturelle de bois (Vinsol Résin) ;
- les composés sulfatés ;
- les détergents synthétiques ;
- les acides gras organiques.

Pour comprendre le mécanisme d'entraînement d'air, la notion d'énergie de surface doit être abordée (BUYLE BODIN, 1996).

L'énergie de surface est égale à la tension de surface du matériau multipliée par la surface concernée. Donc, toute bulle d'air dans le béton frais possède une certaine quantité d'énergie égale à la tension de surface de l'eau qui emprisonne la bulle multipliée par la surface de la sphère. Lors du malaxage, l'air peut être entraîné de deux façons, soit par le fait que le béton tombe sur lui-même (malaxeur de type « tambour »), soit par l'action même de malaxage (malaxeur de type « plan »). Pour diviser ces bulles en plus petites, de l'énergie est demandée. Si, par exemple durant le malaxage une bulle de 1 mm de diamètre est divisée en bulles de 50  $\mu\text{m}$ , il y aura création de 8000 bulles et leur surface totale (comme l'énergie correspondante) sera 400 fois plus grande que la bulle de 1 mm.

Les trois principaux mécanismes d'un agent entraîneur d'air sont :

- réduction de la tension superficielle de l'eau. La plupart des adjuvants entraîneurs d'air sont des agents de surface qui réduisent la tension superficielle de l'eau qui sert à emprisonner les bulles. Cette réduction peut être de l'ordre de 30 % avec les dosages normalement utilisés ;
- formation d'un film insoluble et hydrophobe autour des vides d'airs. Cela réduit le risque de fusion des bulles en cas de collision ;
- stabilisation du réseau. Du fait que tout système tende vers sa plus petite valeur d'énergie libre, les petites bulles d'air vont se réunir spontanément pour former de plus grosses bulles. De plus ces dernières seront facilement expulsées du béton frais. Pour éviter cela, l'agent entraîneur stabilise le réseau de bulles par adsorption sur les grains de ciment.

Trois phénomènes peuvent donc affecter le réseau de bulles d'air (PLEAU, 1996) :

- l'expulsion vers la surface ;
- la fusion de bulles ;
- la dissolution de l'air dans la pâte.

Le premier phénomène est causé par la poussée hydrostatique qui tend à faire remonter les bulles à la surface du béton frais. Il est contrarié par la viscosité de la pâte et la présence d'obstacles comme les granulats. Ce phénomène est comparable à la ségrégation. Il affecte principalement les bulles de grande taille, car la force ascendante est proportionnelle au carré du rayon.

Le second phénomène augmente le facteur d'espacement entre les bulles.

Le troisième phénomène correspond à la dissolution de l'air dans l'eau de la pâte de ciment. Il dépend de la pression de l'air, qui est inversement proportionnelle au rayon de la bulle, comme le rapport de sa surface à son volume. Ceci explique pourquoi les bulles de très petites taille, inférieure à  $10\text{ }\mu\text{m}$ , ne subsistent jamais dans le béton frais. Ce phénomène n'a que peu d'influence car seules les très petites bulles, représentant un faible volume d'air, disparaissent. Un certain nombre de facteurs influencent la stabilité du réseau de bulles d'air.

La viscosité de la pâte de ciment est un des facteurs les plus importants. Elle agit dès la formation des bulles lors du malaxage, et contribue à éviter la remontée. Elle est reliée à la disponibilité de l'eau qui peut absorber l'air par dissolution. Le ciment et les ajouts jouent un rôle physique par leur finesse, reliée à la disponibilité de l'eau. D'un point de vue chimique, il faut éviter une forte libération d'alcalins, qui engendre un réseau de bulles plus grossier.

Les adjuvants peuvent interagir avec l'entraîneur d'air et réduire son efficacité. Les superplastifiants par leur effet sur la viscosité de la pâte de ciment doivent donner lieu à un contrôle systématique. Les granulats jouent un rôle géométrique important. En particulier, la dimension et la répartition des vides inter-granulaires influent fortement sur la formation et la stabilité du réseau de bulles. La composition du béton, en particulier le rapport E/C, doit prendre en compte ce qui vient d'être exposé. L'affaissement est un indicateur qui peut être jugé suffisamment représentatif de la viscosité de la pâte de ciment.

### Les fumées de silice

Les bétons courants sont constitués d'un mélange avec 3 échelles de grains (les graviers, les sables et le ciment). Des études (BOLOMEY, 1935) ont démontré que le volume absolu des fines jouait un rôle considérable sur la qualité du béton. Pour augmenter encore la compacité du squelette on peut remplacer une partie du ciment par des fumées de silice, qui ont un effet de remplissage (« effet filler »). Ce sont des résidus de combustion récoltés dans les conduits de fumées à la sortie des centrales thermiques ou des fours à silicium. La silice représente environ 90 % de la composition chimique (AITCIN, 1983). La densité de ces fumées est de 2,2 et les dimensions des particules peuvent atteindre des dimensions 100 fois plus faibles que le ciment (LADAUI, 2010), comme le montre la figure 1-11. Cette figure représente la granulométrie effectuée sur différentes additions minérales. La taille des fumées de silice étant très petite, il faut utiliser un sédigraphe et extrapoler dans la partie des grains les plus fins (figure 1-11 à droite)

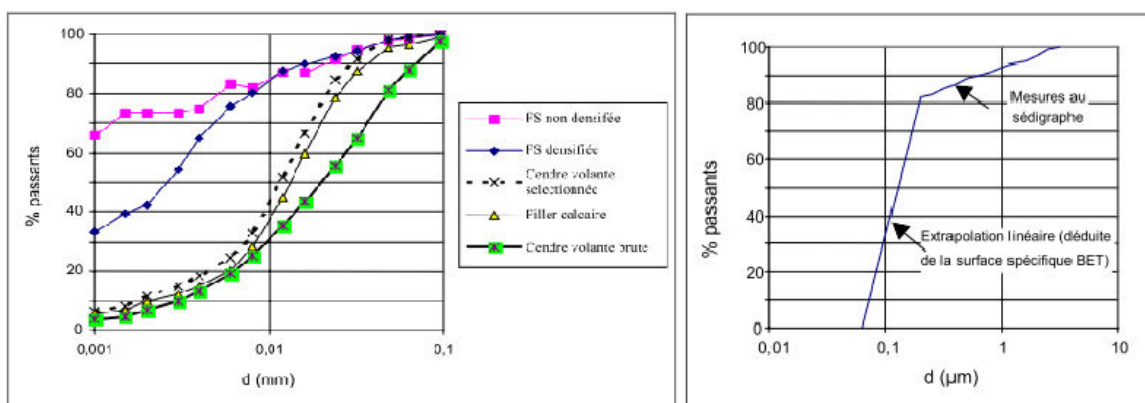


Figure 1-11. Courbes granulométriques de différentes additions minérales (DE LARRARD, 2000)

Un intérêt supplémentaire dans l'utilisation des fumées de silice est leur propriété pouzzolanique qui permet en plus de participer de manière notable à la résistance (si le ciment

est de bonne qualité). L'effet pouzzolanique repose sur la combinaison de la silice avec de la chaux en présence d'eau. Or, la réaction d'hydratation du ciment libère de la chaux (jusqu'à 25 % du volume initial en ciment selon le ciment choisi). Il se forme alors avec les fumées de silice du silicate de calcium hydraté, qui renforce la microstructure. Rhéologiquement, les fumées de silice permettent de réduire le ressuyage interne et externe, ce qui est bénéfique à la zone de transition pâte-granulat (GOLDMAN et BENTUR, 1989).

Il a été observé certains inconvénients à l'utilisation des fumées de silice. Les travaux de Ferraris ont montré que la demande en eau est plus importante lorsqu'on incorpore des fumées de silice à la composition du béton (FERRARIS *et al.*, 2001). D'autres auteurs montrent que leur utilisation peut augmenter le seuil de cisaillement et la viscosité du béton (SHI *et al.*, 1998).

Les fumées de silice ont de par leur effet pouzzolanique et filler, de nombreux effets sur les propriétés physiques des bétons. Par exemple, la résistance à la compression simple est améliorée. La porosité de la pâte de ciment est réduite, particulièrement à l'interface entre la pâte et les granulats. Le retrait d'autodessiccation est souvent amplifié par l'effet de la pression capillaire qui est plus importante dans les BHP (porosités plus petites). En revanche, le retrait de dessiccation d'un BHP avec fumée de silice est réduit. La figure 1-12 ci-dessous représente l'effet des fumées de silice sur les proportions et les propriétés de BHP ayant la même quantité de ciment (DE LARRARD, 2000).

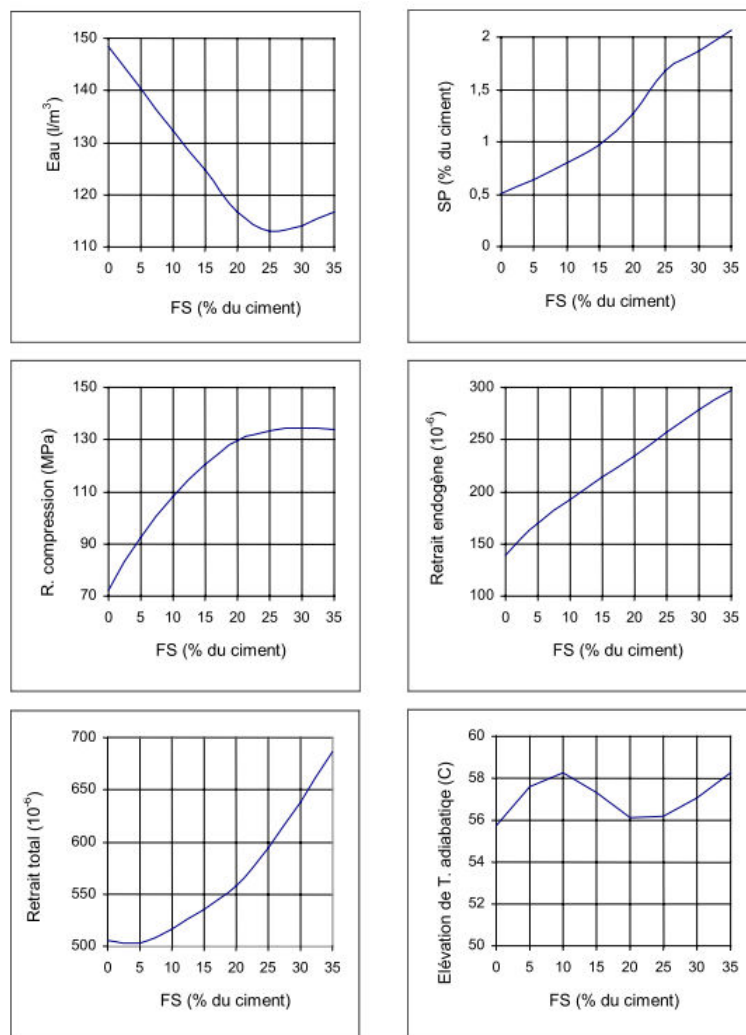


Figure 1-12. Effets de la fumée de silice sur les propriétés et les composants des BHP (DE LARRARD, 2000)

Cette figure montre à quel point les fumées de silice interagissent avec les autres constituants du béton pour au final en modifier les caractéristiques.

## 1.2 Comportement mécanique du béton

Cette partie traite du comportement mécanique du béton à l'échelle macroscopique. Il s'agit d'appréhender la réponse du matériau sous sollicitations de compression simple, hydrostatique, triaxiale et oedométrique. Les essais confinés permettent en particulier d'introduire la notion de compaction.

### 1.2.1 Comportement en sollicitation uniaxiale

Il s'agit ici de présenter le comportement du béton sous sollicitation uniaxiale de compression ou de traction.

#### 1.2.1.1 Essai de compression simple.

Lors d'un essai de compression simple, un échantillon de béton est écrasé sous une presse jusqu'à la rupture. L'essai de compression simple permet de déterminer en phase élastique les paramètres mécaniques tels que le module d'Young et le coefficient de Poisson. La connaissance de ces paramètres et de la réponse du béton est utile pour bien comprendre le comportement du béton confiné et en sollicitations triaxiales.

La figure 1-13 présente le comportement axial et radial (évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales ou orthoradiales) et le comportement volumique (évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique), lors d'un essai de compression simple cyclique réalisé sur un échantillon de béton R30A7 (POINARD, 2010).

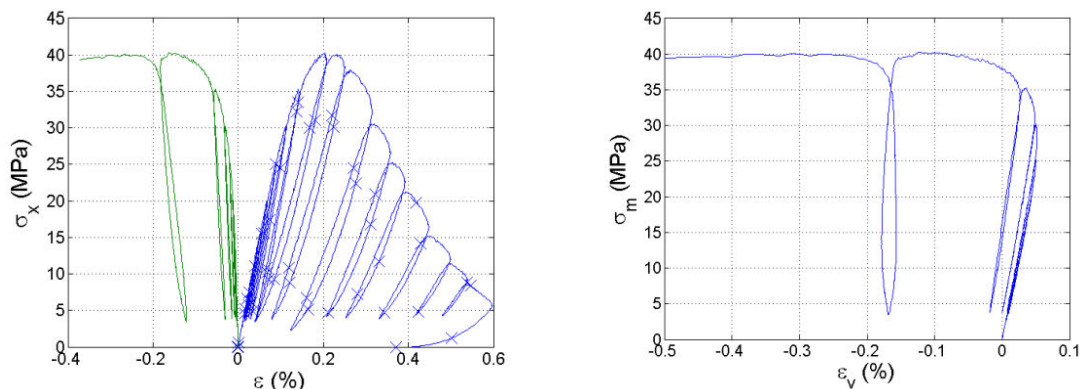


Figure 1-13. Evolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et orthoradiales lors d'un essai de compression simple sur le béton R30A7 (à gauche), et évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique lors du même essai (à droite)

Jusqu'à environ 25 MPa de contrainte, la réponse du béton est élastique et le module d'Young ainsi que le coefficient de Poisson peuvent être déterminés ( $E=33$  GPa et  $\nu=0,16$ ). Au-delà de cette phase élastique, la matrice cimentaire du béton commence à s'endommager et des microfissures commencent à s'ouvrir, ce qui se caractérise par une diminution du module tangent. On observe sur la courbe volumique, une transition entre un comportement

contractant et dilatant (entre 25 et 30 MPa), puis les courbes montrent que l'on atteint un pic de contraintes (vers 40 MPa). La phase post-pic présente elle un comportement plus adoucissant. Les cycles de charge/décharge permettent de bien visualiser l'évolution de ce module en fonction de l'endommagement.

Le comportement du béton en compression simple est bien connu et peut donc s'expliquer ainsi. Le chargement crée au sein du béton une extension perpendiculaire à la direction de chargement. D'abord élastique, le béton ne tarde pas à commencer à s'endommager par l'ouverture de microfissures. Puis l'ouverture de macro-fissures peut être observée conduisant au pic de contrainte. Enfin, l'adoucissement post pic est dû à la coalescence de ces fissures.

Le comportement du béton en compression simple et particulièrement le pic de contrainte dépendent fortement du rapport E/C mais peu du degré de saturation (*cf.* 1.3.2 et 1.4.1).

### 1.2.1.2 Essai de traction directe

Les essais de traction peuvent s'effectuer de manière directe, c'est-à-dire en tirant sur chaque extrémité de l'échantillon, où de manière indirecte, comme c'est le cas dans l'essai de fendage (essai brésilien). La figure 1-14 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale imposée lors d'un essai de traction directe effectué sur le béton R30A7 (GABET, 2006).

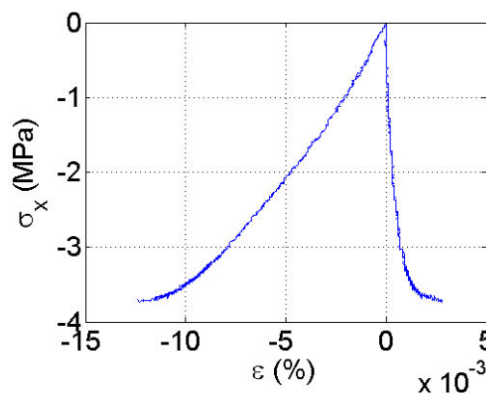


Figure 1-14. Evolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale et radiale, lors d'un essai de traction directe sur un échantillon de béton R30A7 (GABET, 2006)

La résistance du béton à la traction est beaucoup plus faible qu'en compression (souvent plus de 10 fois plus faible). La figure 1-14 montre une contrainte maximale atteinte de 3,6 MPa, ce qui est plus de 10 fois plus faible que la contrainte mesurée en compression (40 MPa). Le module d'Young obtenu est de 40 GPa et le coefficient de poisson 0,14, ce qui est cohérent avec l'essai de compression. La légère différence sur le module d'Young peut s'expliquer par la variabilité des caractéristiques mécaniques du béton testé. Le comportement en traction étant un peu moins linéaire pour l'essai présenté, il est préférable de garder en tête les valeurs en compression simple. Enfin, la figure ne montre pas le comportement post pic, habituellement caractérisé par un adoucissement très rapide (comportement fragile).

## 1.2.2 Comportement volumique

Lors d'un impact sur une structure en béton, de très fortes contraintes sont générées dans toutes les directions. Ceci va fortement confiner le matériau, ce qui va se caractériser par un endommagement de la matrice cimentaire d'une part, et d'autre part va provoquer un



effondrement de la porosité (ce qui va densifier le matériau). C'est la phénomène de compaction.

### 1.2.2.1 Différents types d'essais expérimentaux.

Dans la littérature plusieurs types d'essais ont été réalisés pour mettre en évidence ce phénomène de compaction.

Certains travaux se sont appuyés sur l'utilisation de l'effet Poisson pour confiner le matériau (KOTSOVOS *et al.*, 1986) (LAHLOU *et al.*, 1992). Un échantillon est placé dans un tube mince puis sollicité par une presse. On mesure les contraintes et les déformations induites dans le matériau. Cette méthode présente néanmoins l'inconvénient que les tubes minces se déforment eux-mêmes facilement et peuvent s'endommager.

Pour parer à ce problème, une méthode consiste à réaliser un essai oedométrique. Il s'agit d'utiliser un bâti plus rigide que les tubes minces dans lequel l'échantillon est inséré avant d'être compacté. Ainsi la rigidité de ce bâti par rapport à celle de l'échantillon permet de mieux confiner les échantillons. Il s'agit d'un essai largement répandu en mécanique des sols et il a été adapté aux matériaux à matrices cimentaires. Les travaux de Bazant (BAZANT *et al.*, 1986) ont permis d'identifier le comportement compactant de micro-bétons jusqu'à des confinements de l'ordre de 2 GPa de chargement axial.

Enfin une méthode « intermédiaire » utilise un tube d'épaisseur faible devant celle de l'échantillon inséré à l'intérieur, mais dont un système de pression permet d'empêcher le tube de se déformer. Ainsi en asservissant la mesure de la déformation du tube à la pression d'un fluide baignant ce tube, on peut tout en écrasant l'échantillon maintenir nulles les déformations radiales. Ce système est utilisé dans les travaux de Williams (WILLIAMS *et al.*, 2005) et Gabet (GABET *et al.*, 2008).

Il est intéressant de remarquer que dans ces types d'essais, le confinement du matériau est induit par la gaine qui entoure l'échantillon et qui l'empêche de se déformer latéralement sous la sollicitation axiale. Toutefois, une autre méthode d'essai existe, dans laquelle un confinement plus actif est induit en appliquant directement une pression hydrostatique uniforme autour de l'échantillon. Il s'agit de l'essai dit triaxial. L'avantage de cet essai est qu'il permet d'évaluer indépendamment l'influence de la partie sphérique et de la partie déviatorique du tenseur des contraintes, par rapport à un essai oedométrique dans lequel l'effet de cette partie sphérique est couplé à celui de la partie déviatoire. Les limites de cet essai triaxial étant qu'il faut disposer à la fois d'un système capable d'appliquer une pression hydrostatique importante *via* un fluide et de pouvoir protéger l'échantillon tout en étant capable de mesurer les déformations.

### 1.2.2.2. Résultats expérimentaux d'essais de compaction.

Des essais de compaction oedométrique et hydrostatique ont été réalisés sur deux mortiers par Burlion et Yurtdas (BURLION *et al.*, 2003) ainsi que Williams et Akers (WILLIAMS *et al.*, 2005). Le tableau 1-1 montre la composition comparable des deux mortiers.



Nom du mortier Auteurs	Mortier normal E/C 0,5 Burlion, Yurtdas	Mortier FACM Williams, Akers
<b>Composants exprimés pour 1 m<sup>3</sup> de béton</b>		
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	1350	1445
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	CEM I 42,5 : 450	ASTM Type I/II : 474
Eau (l/m <sup>3</sup> )	225	275
Agent réducteur d'eau (l/m <sup>3</sup> )	—	1,54
<b>Caractéristiques physiques et mécaniques</b>		
Porosité (%)	18,2	23,7
Taux de saturation (%)	n.d.	≈ 50
Résistance à la compression (MPa)	n.d. (> 42,5 MPa)	46
Rapport E/C	0,5	0,58

Tableau 1-1 : Composition et caractéristiques des mortiers de Burlion et Williams, cité par (POINARD, 2010)

La figure 1-15 montre le résultats des essais réalisés dans le plan de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique.

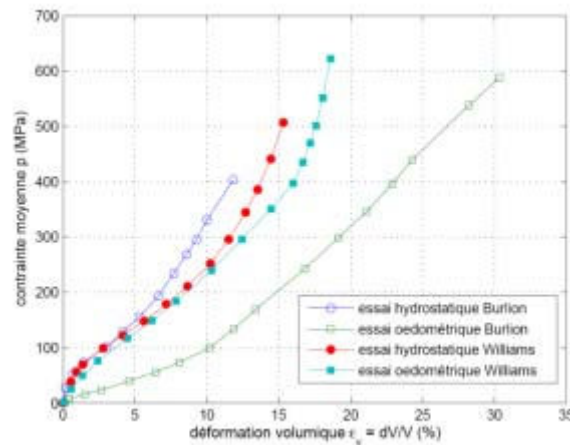


Figure 1-15. Evolutions de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique lors des essais hydrostatiques et oedométriques de Burlion et Williams, tiré de (POINARD, 2010)

Du point de vue de l'essai hydrostatique, l'essai de Burlion présente des déformations légèrement plus faibles que celles de Williams. La porosité plus faible du mortier de Burlion peut expliquer cette différence. En revanche, pour l'essai oedométrique, les déformations atteintes sont plus importantes dans les travaux de Burlion, ce qui est étonnant, vu la faible différence de porosité.

Par ailleurs, il est important de remarquer que les déformations volumiques relevées lors de l'essai oedométrique sont plus importantes que celles de l'essai hydrostatique et ce pour les résultats des deux auteurs. Cela montre que les contraintes déviatoires ont une influence non négligeable sur les niveaux de déformations atteints par rapport à l'essai hydrostatique ou seul l'effet des contraintes sphériques est visible. Il apparaît donc que le trajet de chargement a une influence et que les contraintes de cisaillement (déviateur) augmentent la compaction du mortier.

Les travaux de Gabet montrent la même influence sur le béton R30A7. Le tableau 1-2 donne la composition de ce béton et la figure 1-16 les résultats des essais expérimentaux en terme de comportement volumique (contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique).

Formulation pour 1m <sup>3</sup> de béton R30A7	
Granulats D (diamètre) 0.5 à 8 mm	1007 kg/m <sup>3</sup>
Sable D <sub>max</sub> 1.8 mm	838 kg/m <sup>3</sup>
Ciment CEM I 52.5 N PM ES CP2 (Vicat)	263 kg/m <sup>3</sup>
Eau	169 kg/m <sup>3</sup>
Caractéristiques physiques et mécaniques	
Porosité	12 %
Taux de saturation	11 %
Résistance à la compression à 28 jours	30 Mpa
Rapport E/C	0.64

Tableau 1-2 Composition et caractéristiques du béton R30A7 (GABET, 2008)

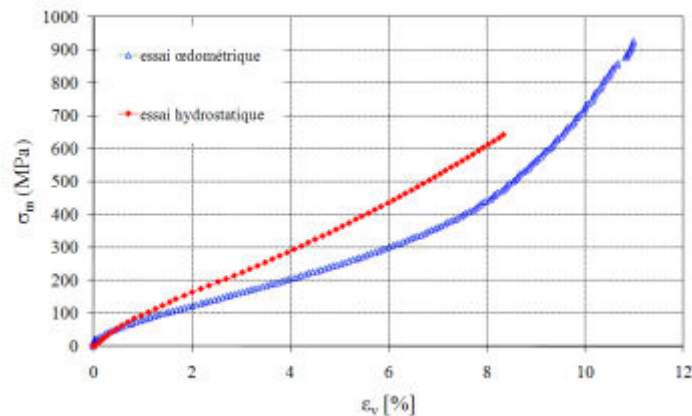


Figure 1-16. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique lors d'essai hydrostatique et oedométrique sur le béton R30A7 (POINARD, 2010) tiré de (GABET, 2008)

La courbe hydrostatique présente bien des déformations plus faibles que celles montrées par la courbe oedométrique. La forme générale des courbes est également semblable à celle obtenue pour les essais sur mortier. L'effet du déviateur est donc également compactant pour le béton, car les contraintes de cisaillement facilitent l'effondrement de la porosité (BURLION, 1997). L'influence du trajet de chargement sur ces essais montre bien qu'on ne peut découpler les comportements sphériques et déviatorique dans le cas du béton ou du mortier. Cependant les conclusions peuvent être différentes sur d'autres matériaux comme les métaux.

La figure 1-17 montre les courbes de comportement volumique de deux aluminiums poreux (9 et 17 %) lors de tests oedométriques et hydrostatiques (BONNAN, 1996).

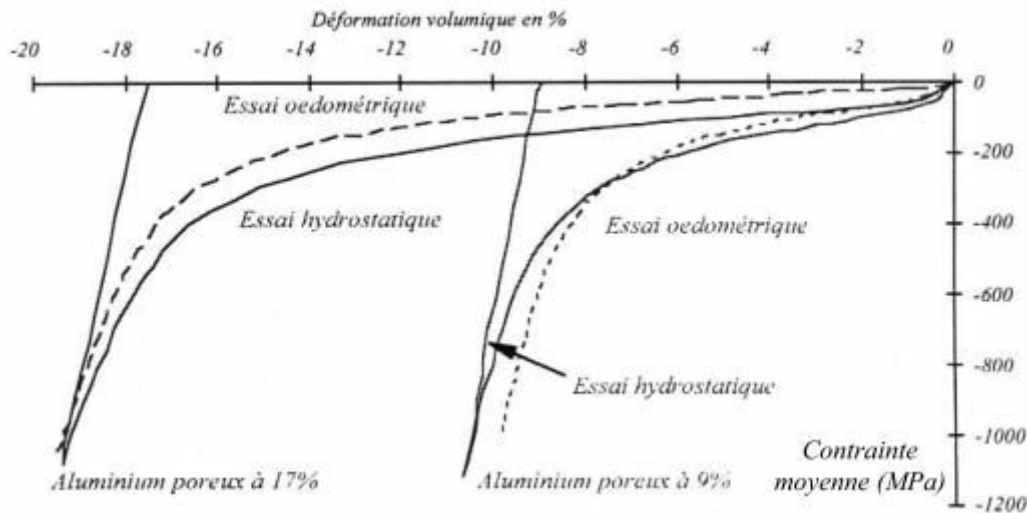


Figure 1-17. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique, lors d'essais oedométrique et hydrostatique sur deux aluminiums poreux (9 et 17 %) (BONNAN, 1996)

Les courbes montrent le même type d'évolution que pour le béton de Gabet et les mortiers de Burlion et Williams. La décharge du matériau est de plus linéaire et conduit à une déformation résiduelle égale à la porosité. Ceci est une différence avec les matériaux à matrice cimentaire (tels que les mortiers et bétons) : la décharge étant linéaire, il n'y a pas d'endommagement du matériau. Enfin, il ne semble pas y avoir d'effet du trajet de chargement sur ces aluminiums, les effets des contraintes déviatoires et sphériques pourraient donc être découplées pour ces matériaux.

La figure 1-18 détaille les différentes étapes du comportement compactant de matériaux à matrice cimentaire.

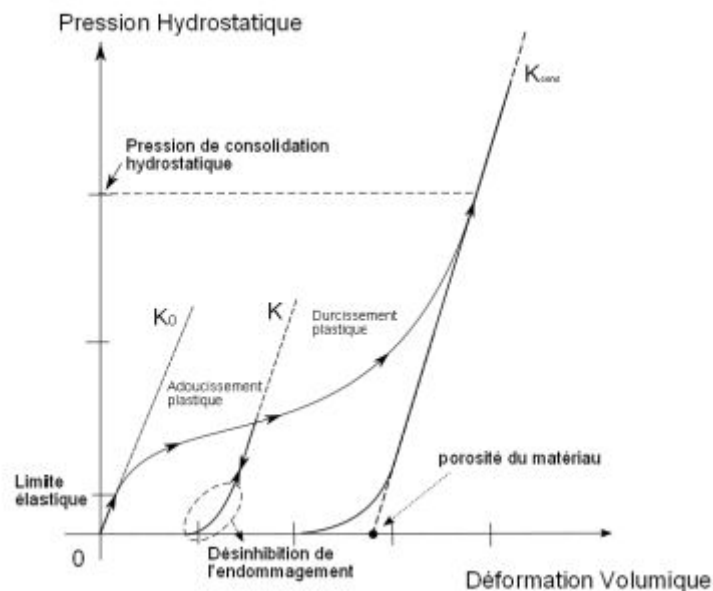


Figure 1-18. Evolution schématisée de la pression hydrostatique en fonction de la déformation volumique : mise en évidence des étapes de la compaction (POINARD, 2010)

Cette figure met en évidence que la compaction d'un matériau à matrice cimentaire peut se diviser en trois phases.

La première est la partie élastique, où le comportement est linéaire et réversible, dont la pente  $K_0$  définit le module de compressibilité. Puis lorsque la limite élastique est dépassée, une phase plastique avec écrouissage commence. Deux phénomènes sont alors concourants. D'une part, la matrice cimentaire commence à s'endommager avec l'apparition de microfissures entraînant une perte de cohésion, tandis que d'autre part, le matériau se densifie sous l'effet de l'effondrement de la porosité. A ce moment, l'effet de l'endommagement de la matrice cimentaire est sensiblement plus important que celui de la fermeture des pores, ce qui se traduit par une baisse du module tangent. Puis petit à petit, la densification du matériau devient plus importante et la pression hydrostatique plus élevée inhibe progressivement l'ouverture de nouvelles fissures liées à l'endommagement de la matrice cimentaire. Le point d'inflexion observé sur la courbe marque la transition vers une phase de durcissement plastique où le contact entre les grains est plus important que la rupture de liaisons ce qui se traduit par une rigidification du matériau (augmentation du module tangent). Si la pression augmente encore, le module tangent augmentera jusqu'à atteindre la raideur  $K_{\text{cons}}$  du matériau consolidé, c'est-à-dire lorsque toute la porosité sera refermée.

Ces trois phases s'observent expérimentalement dans les travaux de Poinard (POINARD, 2010) sur le R30A7. Dans ces travaux toutefois, la fermeture complète de la porosité n'est pas atteinte. La figure 1-19 montre le comportement volumique de ce béton lors d'un essai hydrostatique à 600 MPa de confinement.

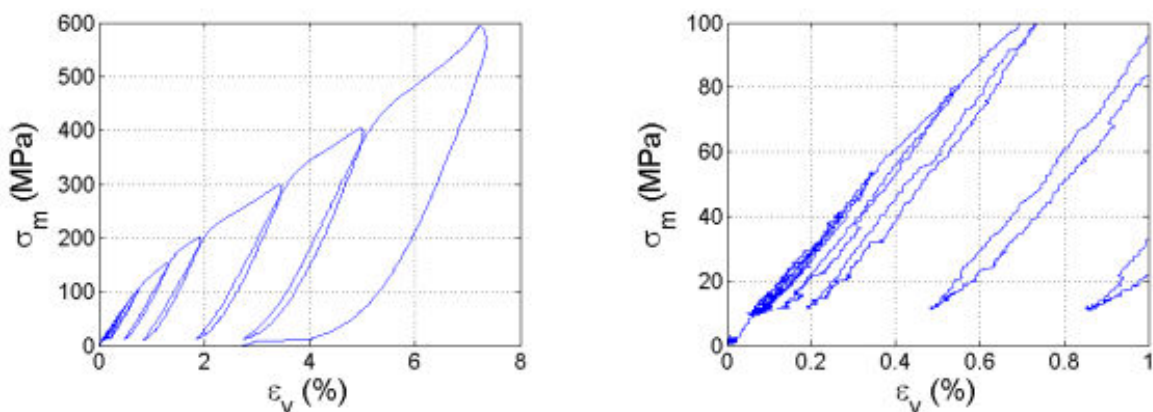


Figure 1-19. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique lors d'un essai hydrostatique à 600 MPa de confinement sur le béton R30A7 (à gauche) et agrandissement de la zone à faible confinement (à droite) (POINARD, 2010)

La figure 1-19 met bien en évidence les différentes phases de la compaction décrites ci-dessus. Les différents cycles de charges/décharges permettent de plus de visualiser l'évolution du module tangent. La phase élastique apparaît jusqu'à 55 MPa de confinement environ où le module reste constant. On observe ensuite une baisse de la rigidité comme attendue, puis un point d'inflexion situé vers 250 MPa à partir duquel on observe le durcissement et une augmentation du module tangent.

Il est intéressant de remarquer que les cycles de charges/décharges n'ont que peu d'effets sur le comportement du matériau. Ceci a été observé sur des essais triaxiaux sur le R30A7 (POINARD, 2010) et sur des essais oedométriques de Burlion, comme le montre la figure 1-20.

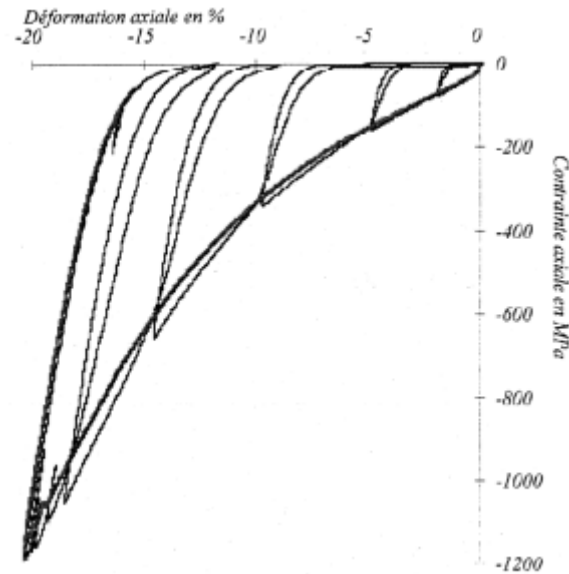


Figure 1-20. Evolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale sous chargement oedométrique monotone ou cyclique

On voit ici que lorsque l'on décharge et recharge le matériau, on a une restitution de la raideur et que l'enveloppe du chargement cyclique suit bien l'évolution du chargement monotone.

Sur les figure 1-19 et 1-20, on peut observer plusieurs sortes de cycles. En phase élastique, ils sont linéaires et confondus avec la pente  $K_0$ . Puis lorsque le matériau plastifie, la décharge se fait d'abord linéairement, ce qui correspond à la raideur du matériau confiné. Puis lorsque l'on poursuit la décharge, la pression de confinement n'est plus suffisante pour inhiber l'ouverture des fissures liées à l'endommagement de la matrice cimentaire, ce qui s'observe par une non linéarité de la décharge, d'autant plus marquée lorsque le niveau confinement augmente (SCHMIDT *et al.*, 2009). Le développement de l'endommagement au-delà de l'élasticité en compression confinée est confirmée par une étude de Schikert et Dansmann (SCHICKERT *et al.*, 1984), dans laquelle des échantillons de mortiers ou bétons sont testés en compression simple après avoir subi un chargement hydrostatique. Les résultats montrent une baisse de la résistance à la compression lorsque le confinement préalable augmente (figure 1-21).

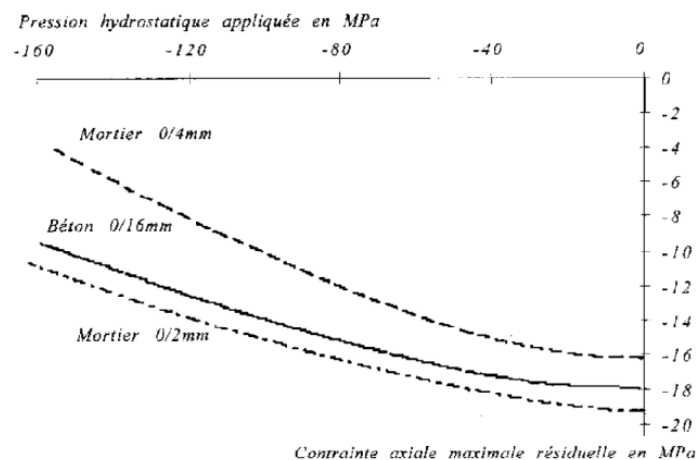


Figure 1-21. Evolutions des résistances en compression simple en fonction du confinement hydrostatique préalablement appliqué sur béton ou mortier (SCHICKERT *et al.*, 1984)

### 1.2.3 Comportement en compression triaxiale

L'étude du phénomène de compaction montre l'influence importante des contraintes de cisaillement sur le comportement du béton. Il est donc intéressant de s'intéresser de plus près au comportement déviatorique du béton et particulièrement à l'évolution du comportement déviatorique en fonction du confinement appliqué. L'essai triaxial ou essai de compression axiale confinée, présenté figure 1-22, permet d'appliquer un déviateur à un échantillon préalablement confiné. Dans la plupart des cas, l'échantillon est cylindrique pour des raisons techniques. La pression de confinement est appliquée *via* un fluide autour de l'échantillon. Puis lorsque la pression de confinement souhaitée est atteinte, un vérin permet d'appliquer le déviateur à pression constante. L'essai triaxial initialement pratiqué sur des roches et des sols a été adapté au bétons et mortiers par différents auteurs (VAN MIER, 1984), (PIJAUDIER-CABOT, 1985).

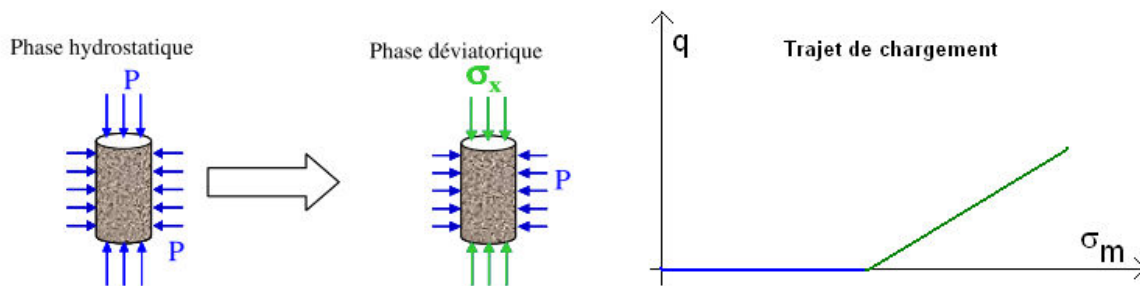


Figure 1-22. Principe de l'essai triaxial et trajet de chargement

La figure 1-23 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale, lors d'essais triaxiaux réalisés à différentes pressions de confinement (JAMET *et al.*, 1984).

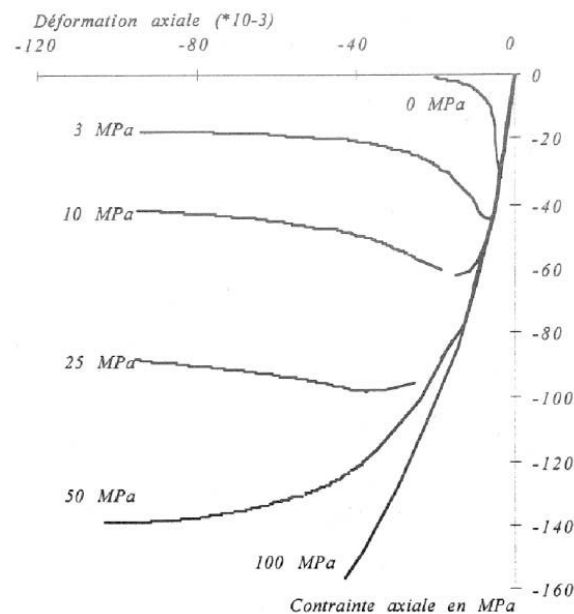


Figure 1-23. Comportement triaxial d'un béton à différentes pressions de confinement : évolutions de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale (JAMET *et al.*, 1984)

Les courbes obtenues montrent que le confinement initial joue un rôle important sur le comportement du béton. Plus le confinement augmente, plus la contrainte maximale atteinte augmente également (de 30 à 140 MPa lorsque l'on passe d'un confinement de 0 à 50 MPa). L'augmentation du confinement a également pour effet de modifier la réponse du béton en passant d'un comportement quasi fragile en compression simple (confinement nul) à un comportement de plus en plus ductile. La phase adoucissante observée en compression simple est remplacée par une phase de plastification avec écrouissage.

Le tableau 1-3 montre la composition et quelques caractéristiques de 4 bétons utilisés dans la littérature pour d'autres campagnes d'essais : (WARREN *et al.*, 2004), (SCHMIDT, 2003), (SFER, *et al.*, 2002), (GABET et VU, 2006).

Type de béton Auteur	Béton B23 Warren	Béton WES500 Schmidt	Béton Sfer	Béton R30A7 Gabet, Vu
<b>Composant exprimés pour 1 l d'eau</b>				
Granulats (kg)	0,31	7,11	4,9	5,96
Sable (kg)	5,87	5,76	4,38	4,96
Ciment Portland (kg)	1,17	1,81	1,75	1,56
Eau (l)	1	1	1	1
Cendres volantes (kg)	0	0,384	0	0
Réducteur d'eau (l)	0,009	0,015	0	0
plastifiant (l)	-	-	0,002	-
<b>Caractéristiques physiques et mécaniques</b>				
Porosité (%)	n.d.	n.d.	n.d.	12,6
Taux de saturation	n.d. « sec »	n.d. « sec »	n.d. « sec »	Variable
Résistance à la CS (MPa)	23	45	30	30
Rapport E/C	0,85	0,55	0,57	0,64
<b>Caractéristiques des essais</b>				
Ø × h des échantillons	50 × 110	50 × 110	150 × 300	70 × 140
Confinement max (MPa)	400	450	60	650

Tableau 1-3. Compositions et caractéristiques de différents bétons présentés (POINARD, 2010)

Les figures 1-24 et 1-25 montrent l'évolution de la contrainte axiale ou du déviateur en fonction des déformations axiale et radiale pour les campagnes d'essais triaxiaux de Warren et Schmidt.

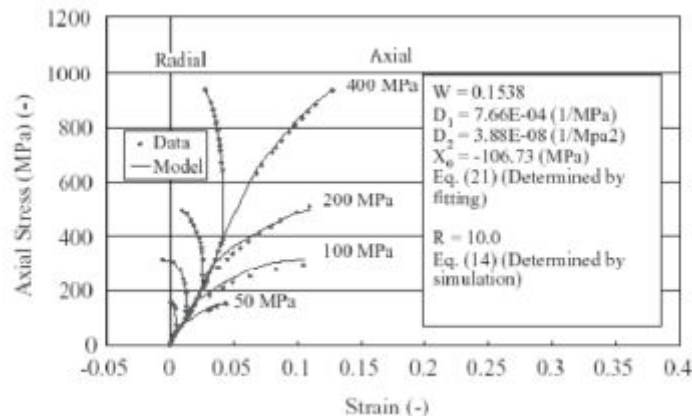


Figure 1-24. Résultats des essais triaxiaux sur le béton B23 (WARREN *et al.*, 2004) : évolutions de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et radiale



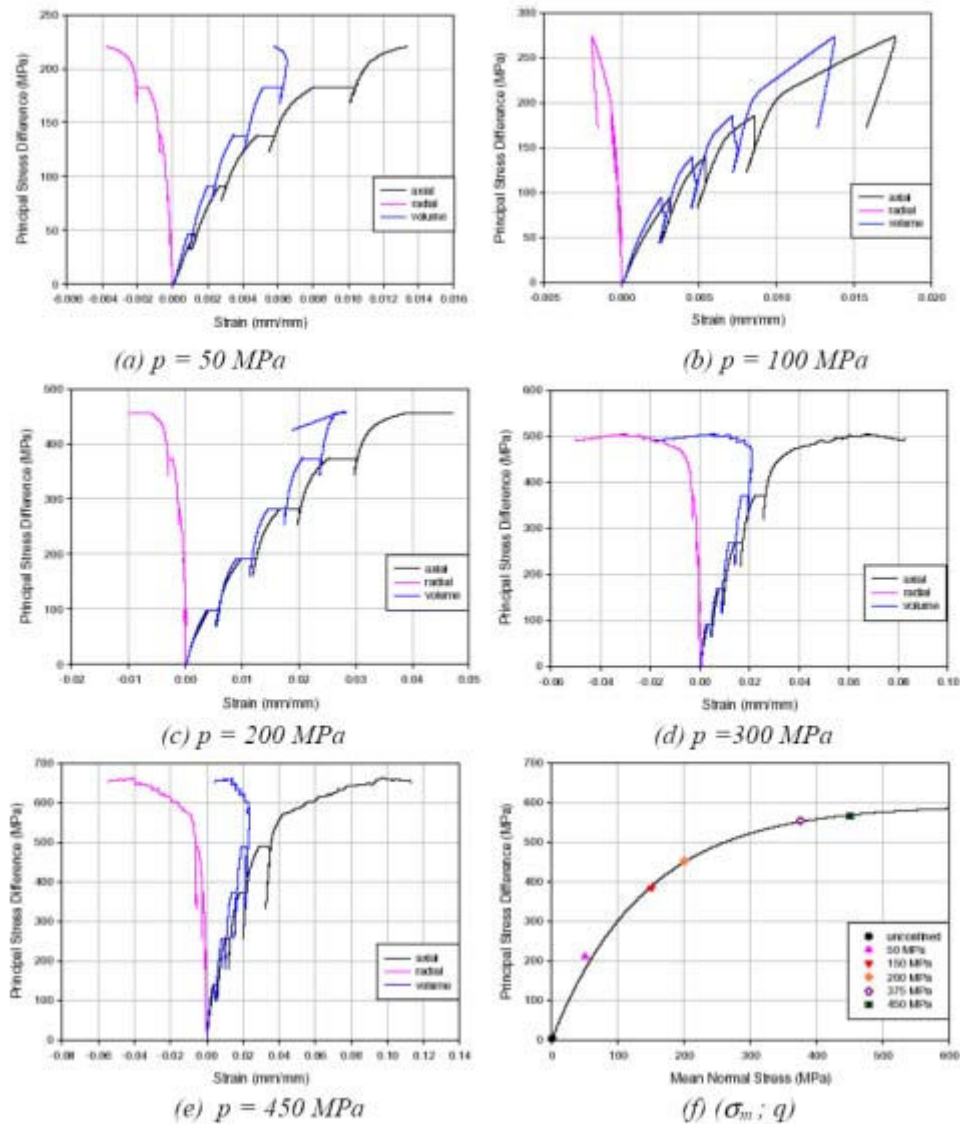


Figure 1-25. Résultats des essais triaxiaux à différents confinements sur le béton WES500 (SCHMIDT *et al.*, 2003). (a) (b) (c) (d) (e) : évolutions du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale, radiale et volumique, pour différents confinements. (f) : courbe d'états limites des différents essais

Les courbes obtenues par ces auteurs montrent des résultats sensiblement similaires à ceux obtenus par Jamet, mais à des confinements plus élevés (de 50 à 400 MPa). L'augmentation du confinement augmente la contrainte maximale atteinte et le comportement du béton tend vers un comportement plus ductile.

Les résultats de Schmidt font de plus apparaître l'évolution du module d'Young en fonction du confinement à l'aide de cycles de charges/décharges. Il apparaît d'une part qu'il y a un raidissement initial du matériau lorsque le confinement augmente et d'autre part, que le module d'Young diminue légèrement avec l'augmentation de la compression axiale.

Il est difficile de trouver dans la littérature d'autres résultats mettant en évidence l'évolution des caractéristiques élastiques du béton sous confinement. Une campagne d'essais triaxiaux avec cycles de charge/recharge a été réalisée par Poinard (POINARD 2010), avec des confinements allant de 0 à 650 MPa, sur des échantillons de béton R30A7. Le module d'Young est calculé à chaque cycle de décharge/recharge. La figure 1-26 montre l'évolution



du module d'Young mesuré pour ces essais triaxiaux, en fonction de la déformation axiale pour différents confinements.

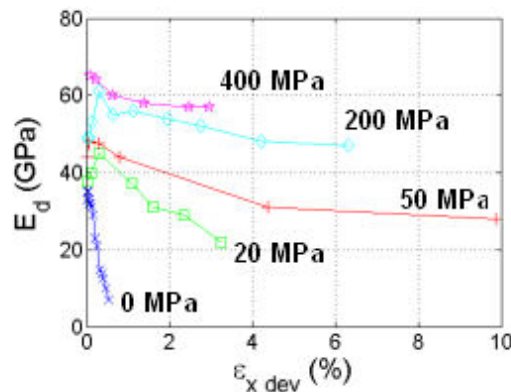


Figure 1-26. Evolution du module d'Young avec la déformation axiale en phase déviatoire des essais triaxiaux à différents confinements sur le béton R30A7 (POINARD, 2010)

Les résultats montrent qu'au début du chargement axial, on constate une légère augmentation du module d'Young, ce qui peut s'expliquer par la fermeture de la porosité qui densifie le matériau en phase hydrostatique. Le module va ensuite diminuer progressivement au fur et à mesure de la compression axiale, cette diminution étant d'autant moins marquée que le confinement augmente.

Le raidissement observé au début de la compression est un phénomène bien connu en compression simple (NEVILLE, 2000) mais l'explication de ce phénomène en compression confinée reste floue. La diminution du module qui suit le raidissement s'explique par l'inhibition de l'endommagement par la pression de confinement. En compression simple, les fissures peuvent s'ouvrir sans retenue. Mais avec l'augmentation du confinement, la fissuration est de plus en plus inhibée par la pression de confinement, ce qui se traduit par une diminution de plus en plus faible du module.

Ces résultats sont cohérents avec les conclusions des travaux de Schmidt.

Les figures 1-27 et 1-28 montrent le comportement axial et volumique, ainsi que les faciès de rupture des campagnes d'essais triaxiaux réalisés respectivement par Sfer et Gabet. Les essais de Sfer sont des essais à faible confinement (0 à 60 MPa) tandis que ceux de Gabet vont de 0 à 650 MPa.

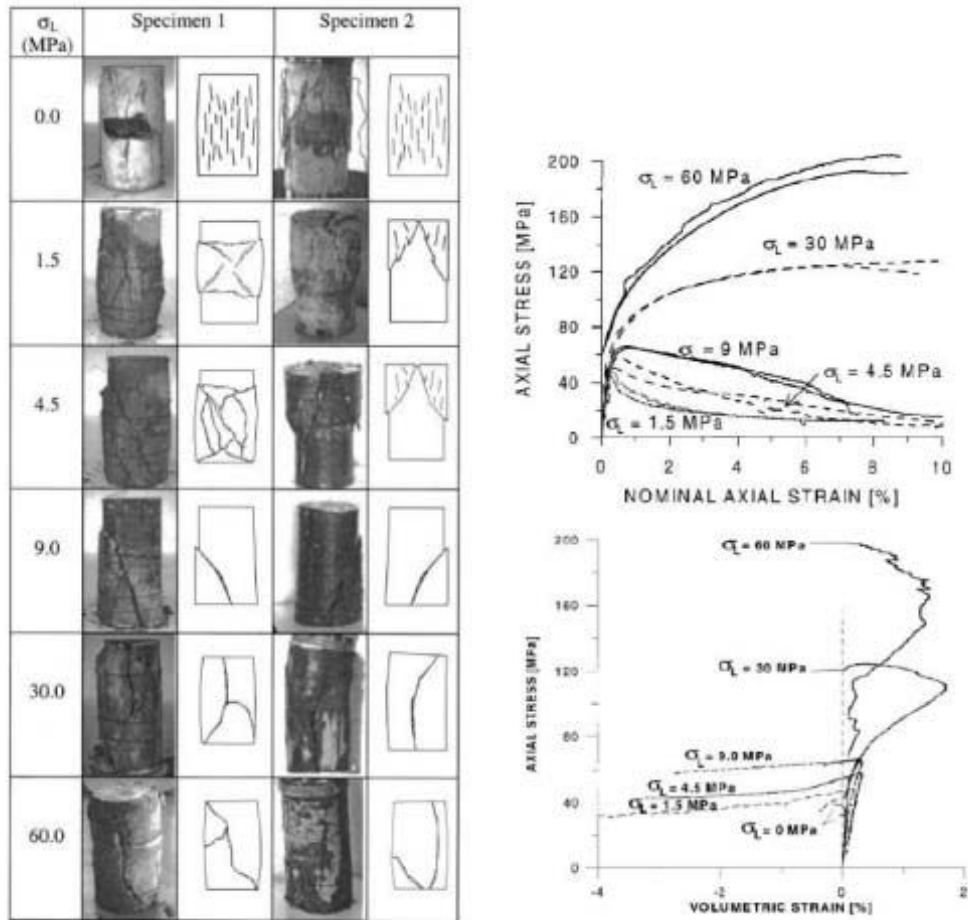


Figure 1-27. Résultats des essais triaxiaux à confinements de 0 à 60 MPa sur le béton de Sfer (SFER *et al.*, 2002) : comportement axial et volumique, faciès de rupture des éprouvettes

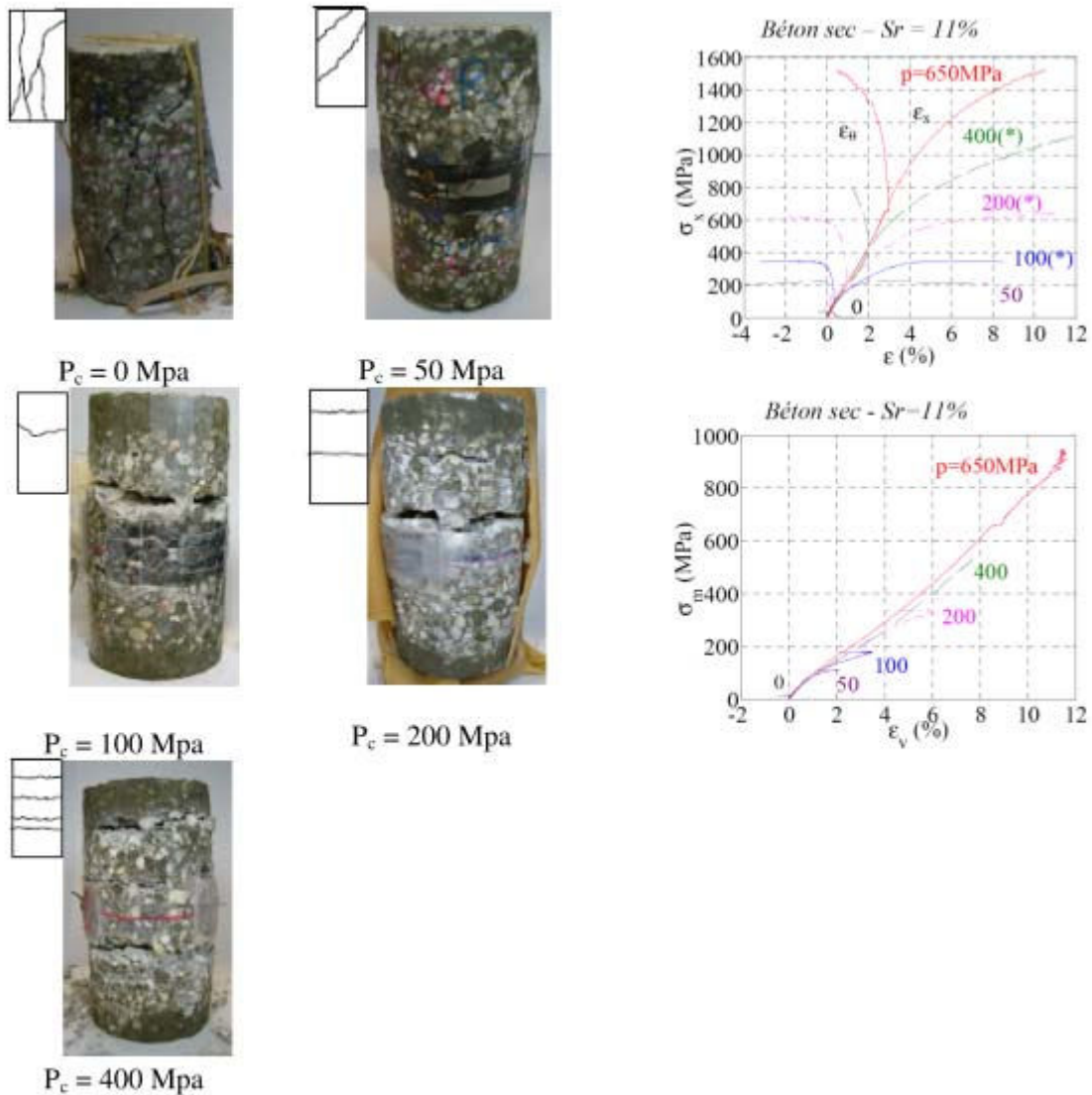


Figure 1-28. Résultats des essais triaxiaux pour des confinements allant de 0 à 650 MPa sur le béton R30A7 (GABET, 2006) : comportement axial et volumique, faciès de rupture des échantillons testés

Les courbes volumiques montrent pour chaque essai, un point de transition entre un comportement compactant et dilatant. Pour le béton sec, les travaux de Gabet et Vu associent cette dilatance sous forts confinements au réarrangement des grains du squelette granulaire. La perte de cohésion de la matrice cimentaire observée dans la phase de compaction va permettre des mouvements des grains du squelette granulaire avec l'augmentation de la contrainte déviatorique. Ce réarrangement granulaire se poursuit jusqu'à atteindre la compacité maximale du matériau qui va alors commencer à se dilater. Pour les essais de Sfer et Gabet, ce point de transition apparaît légèrement avant l'état limite en contrainte (pic ou palier de contrainte).

Le confinement joue également un rôle sur la réponse du béton, comme cela a été déjà mis en évidence sur les essais de Jamet, Warren et Schmidt. Plus le confinement est important, plus les niveaux de contraintes atteints sont élevés. Toutefois, le confinement va également jouer un rôle sur les faciès de rupture observés dans les campagnes d'essais triaxiaux de Sfer et Gabet.

A faible confinement, Van Mier explique la rupture du béton par l'apparition de bandes de cisaillement (VAN MIER, 1986). Les travaux de Rutland (RUTLAND *et al.*, 1997) ont mis

en évidence que l'augmentation du confinement tend à faire baisser le nombre de macro-fissures, et que l'inclinaison de ces fissures tend à augmenter également jusqu'à  $35^\circ$  par rapport à l'axe de chargement. Ces observations sont similaires aux faciès de ruptures observés par Sfer (figure 1-27). La rupture n'est donc plus provoquée par l'ouverture de nombreuses fissures verticales, mais plutôt par une localisation plus marquée avec quelques fissures plus ou moins inclinées. Les travaux de Gabet (figure 1-28) montrent des résultats similaires à 50 MPa mais également un nouveau mode de rupture lorsque le confinement augmente. Il s'agit de macro-fissures perpendiculaires à l'axe de chargement qui coupent l'échantillon en plusieurs parties. L'auteur associe ce mode de rupture à une ruine totale de la cohésion de la matrice cimentaire doublée d'un déchaussement des granulats.

## 1.2.4 Influence des granulats sur le comportement mécanique du béton

Les granulats sont des composants du béton qui peuvent avoir un effet sur le comportement du béton. En particulier, les liaisons entre la pâte de ciment et les granulats constituent des zones ayant des propriétés pouvant influencer le comportement mécanique du béton.

### 1.2.4.1 La liaison granulat pâte de ciment

Plusieurs auteurs ont travaillé sur les caractéristiques de l'interface entre les granulats et la pâte de ciment. Les travaux de Diamond (DIAMOND *et al.*, 2001) ont montré qu'à proximité des granulats, la matrice cimentaire possède des caractéristiques structurales différentes, comme une hétérogénéité plus importante. Le granulat provoque un effet de paroi qui va diminuer la quantité de ciment hydraté comme le montre la figure 1-29. Il existe donc une zone autour du granulat appelée « auréole de transition » dans laquelle le ciment est moins hydraté. Les travaux de Scrivener (SCRIVENER *et al.*, 1988) montrent également que dans cette auréole la matrice cimentaire est plus poreuse (figure 1-30). Cette porosité va fragiliser localement le béton. On observe d'ailleurs que les retraits du béton lors de sa maturation peuvent provoquer des microfissures dans ces zones.

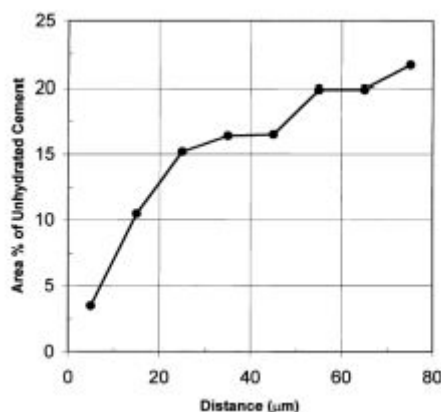


Figure 1-29. Evolution du pourcentage de ciment non hydraté en fonction de l'éloignement à un granulat pour un béton bien mixé, âgé de trois jours (DIAMOND *et al.*, 2001)

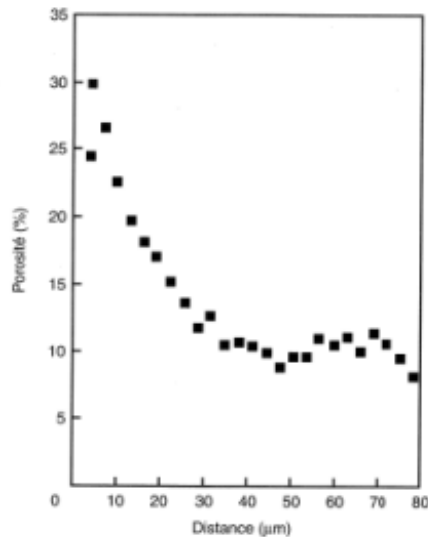


Figure 1-30. Evolution de la porosité de la matrice cimentaire en fonction de l'éloignement à un granulat (SCRIVENER *et al.*, 1988)

L'observation d'essais de compression simple ou de traction directe fait apparaître que les mécanismes de fissuration du béton sont affectés par cette liaison pâte de ciment-granulat. Le comportement du béton en compression simple en dépend donc en partie également.

#### 1.2.4.2 Influence des granulats sur le comportement mécanique

Les travaux d'Akers (AKERS *et al.*, 2004) mettent en évidence le rôle des granulats et de la matrice cimentaire sur le comportement du béton. Il a été réalisé des essais de compression simple, hydrostatique et triaxiaux à 300 MPa de confinement sur un mortier, sur un béton appelé SAM-21 et sur la roche constituant les granulats de ce béton (calcaire dolomitique). Le béton SAM-21 est donc un mélange du mortier et des granulats issus de la roche étudiée. Le tableau 1-4 montre les caractéristiques des différents matériaux.

Propriétés physiques et composition des matériaux			
	<i>Roche</i>	<i>Béton</i>	<i>Mortier</i>
Volume de solides (%)	99,1	82,5	69,1
Volume d'eau (%)	0,2	6,0	9,7
Volume d'air (%)	0,7	11,5	21,1
Porosité (%)	0,9	17,5	30,9
Degré de saturation (%)	26	34	32

Tableau 1-4. Propriétés physiques et composition des matériaux étudiés : béton SAM21, mortier et roche calcaire dolomitique

La figure 1-31 montre le comportement volumique des 3 matériaux lors des essais hydrostatiques. La figure 1-32 montre le comportement déviatoire des 3 matériaux lors des essais de compression simple et triaxiaux.

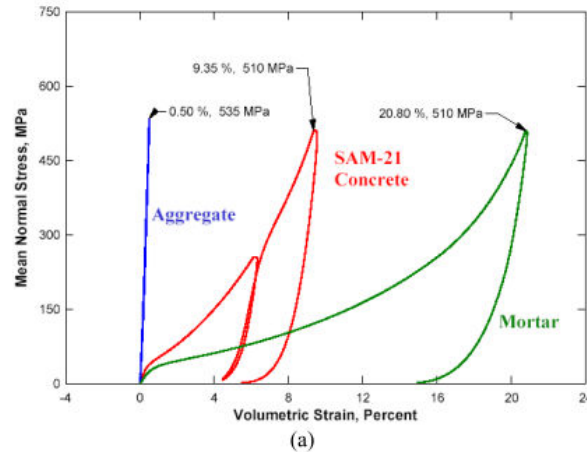


Figure 1-31. Courbes de comportement volumique en compression hydrostatique des 3 matériaux étudiés : roche calcaire, béton SAM21 et mortier (AKERS *et al.*, 2004)

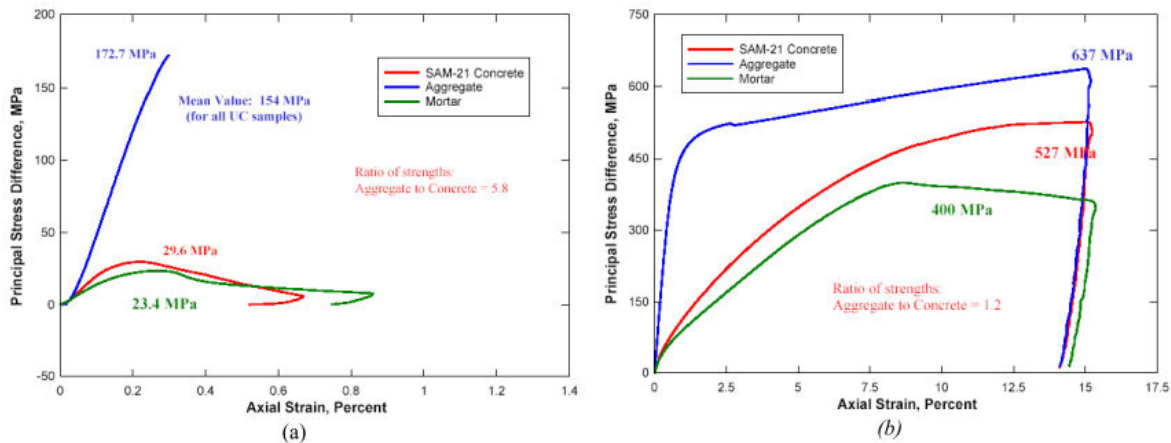


Figure 1-32. Courbes de comportement déviatoire des 3 matériaux étudiés : roche calcaire, béton SAM21 et mortier. (a) : Essais de compression simple. (b) : phase déviatoire des essais triaxiaux à 300 MPa de confinement (AKERS *et al.*, 2004)

Les courbes obtenues sur béton et mortier lors des essais hydrostatiques montrent bien la même forme due à la compaction telle qu'elle est expliquée précédemment (*cf.* 1.2.2.2). La compaction du mortier est plus grande que celle du béton, ce qui n'est pas étonnant vu que la porosité de la matrice cimentaire de ce dernier est plus importante que celle du béton. En revanche, la roche calcaire testée montre un comportement élastique fragile pendant l'essai qui s'oppose au comportement compactant du béton et du mortier. La rigidité de la roche est bien supérieure à celle du béton et du mortier.

Au niveau du comportement déviatoire en compression simple, la roche montre un comportement fragile également, avec une rigidité et une résistance bien supérieures aux autres matériaux (rapport de 5,8). En compression triaxiale, les 3 matériaux présentent un comportement ductile mais avec un écart bien moins important (rapport de 1,2) entre la roche et les matériaux à matrice cimentaire. En compression simple et triaxiale, le béton et le mortier présentent un comportement très similaire, mais la résistance du mortier est étonnamment plus faible que celle du béton.

Les travaux de Dupray (DUPRAY, 2008) (DUPRAY *et al.*, 2009) sur le mortier MR30A7 apportent de nouvelles informations. Le mortier MR30A7 et le béton R30A7 sont constitués de la même pâte de ciment et de la même quantité de granulats fins (sable), seule l'ajout de gros granulats différencie le béton du mortier. La figure 1-33 montre le comportement axial et

volumique du mortier MR30A7, lors d'essais triaxiaux à différents confinements (50 à 650 MPa).

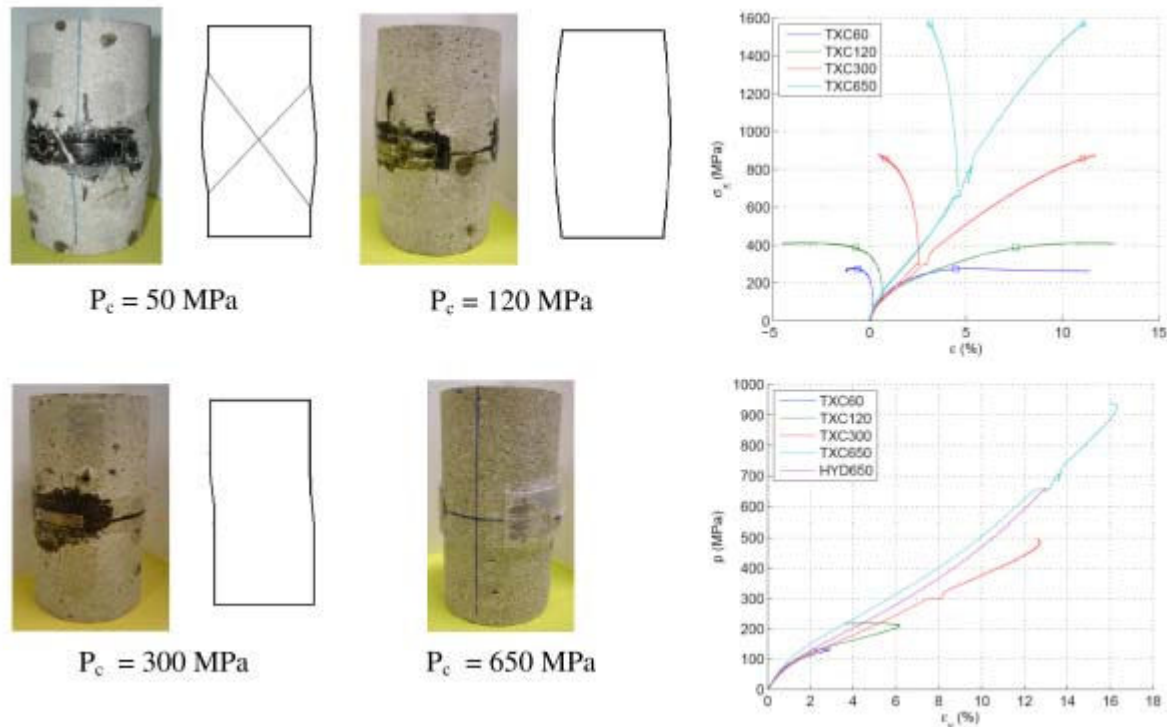


Figure 1-33. Résultats des essais triaxiaux à différentes pressions de confinements sur le mortier MR30A7 (DUPRAY, 2008) : courbes de comportement axial et volumique, faciès de rupture des éprouvettes testées

Le comportement du mortier MR30A7 est similaire à celui du béton R30A7. L'augmentation du confinement entraîne un gain en résistance et en ductilité, et augmente l'effet de la compaction. Toutefois, les faciès de rupture entre les deux matériaux ne présentent pas les mêmes caractéristiques. En effet, les bandes de localisation perpendiculaires à la direction de chargement observées à forts confinements dans les travaux de Gabet n'apparaissent pas sur le mortier. Ainsi, ce type de rupture semble dû à la présence des gros granulats.

En compression simple, le mortier MR30A7 a une résistance deux fois supérieure à celle du béton R30A7 (le comportement en compression simple n'apparaît pas sur la figure 1-33). Mais cette différence tend à s'atténuer avec le confinement et à 650 MPa, les deux matériaux atteignent le point de contractance dilatance à la même contrainte, ce qui est contraire aux travaux d'Akers qui présentaient une meilleure résistance du béton en compression simple comme en compression triaxiale.

### 1.3 Influence du degré de saturation sur le comportement mécanique du béton

L'eau est présente dans le béton à différentes échelles et peut donc avoir une grande influence sur les caractéristiques du béton telles que la porosité ou le retrait de dessiccation. Ces caractéristiques ont une influence sur le comportement mécanique macroscopique du béton. Le degré de saturation d'un échantillon, qui quantifie la quantité d'eau saturant les pores du béton, va également avoir un rôle sur le comportement mécanique.

Ce paragraphe propose donc d'étudier l'influence de l'eau sur le comportement mécanique du béton. Avant tout, il convient de comprendre certains mécanismes présents lors des mouvements d'eau.

### **1.3.1 L'eau dans le béton**

L'eau est présente sous différentes formes dans le béton : eau adsorbée, eau de constitution, eau libre dans les porosités. Cette dernière peut être présente en plus ou moins grande quantité au sein des pores, sous forme liquide ou gazeuse (vapeur d'eau). Ainsi les pores accessibles à l'eau peuvent être saturés en eau (échantillon saturé) ou composés d'un mélange entre de l'eau liquide, de la vapeur d'eau et de l'air, dans le cas d'échantillons humides, ou encore remplis d'air dans le cas d'échantillons secs. Du fait de l'interconnexion du réseau poreux capillaire, la répartition des différentes phases est sujette à des transferts avec le milieu extérieur. Ainsi la température ou l'humidité relative du milieu ambiant vont créer des gradients thermiques ou hydriques au sein du matériau, qui vont forcer les différentes phases à trouver un nouvel état d'équilibre. L'étude de ces échanges passe par la connaissance des isothermes de sorption.

L'eau est présente sous de nombreuses formes dans le béton. Cette eau va jouer un rôle important pour les propriétés physico-chimiques et mécaniques du béton. En particulier, elle a un rôle important sur les différentes déformations différées.

L'eau est bien entendu présente dans le réseau capillaire. Cette eau échappe aux forces d'attraction des grains solides. Mais elle est également présente dans les CSH. Il convient d'analyser de plus près les caractéristiques de cette eau.

#### *L'eau dans les CSH*

Le modèle de Feldman permet de donner une représentation schématique possible de la structure des CSH (figure 1-34).

Les CSH s'organisent en lamelles chacune constituée de 2 à 4 feuillets. L'eau est présente de différentes manières. Elle peut être liée aux feuillets (par groupement OH) et participe alors à la cohésion de la lamelle. Elle est dite « interfeuille ». Elle peut également être adsorbée physiquement (attraction de type Van der Waals) ou chimiquement (liaisons ioniques covalentes). L'eau adsorbée physiquement est très liée et par conséquent l'évacuation de cette eau ne peut se faire qu'à forte température (de 120 à 300 °C). L'eau peut aussi être adsorbée aux surfaces des lamelles, elle alors dite « interlamellaire ». Enfin, elle peut être dite chimiquement liée. Dans ce cas, elle est combinée aux hydrates et en fait partie. Elle n'est plus considérée comme appartenant à la phase liquide. Si l'on tente d'évacuer cette eau, on provoque la déshydratation de la pâte de ciment.



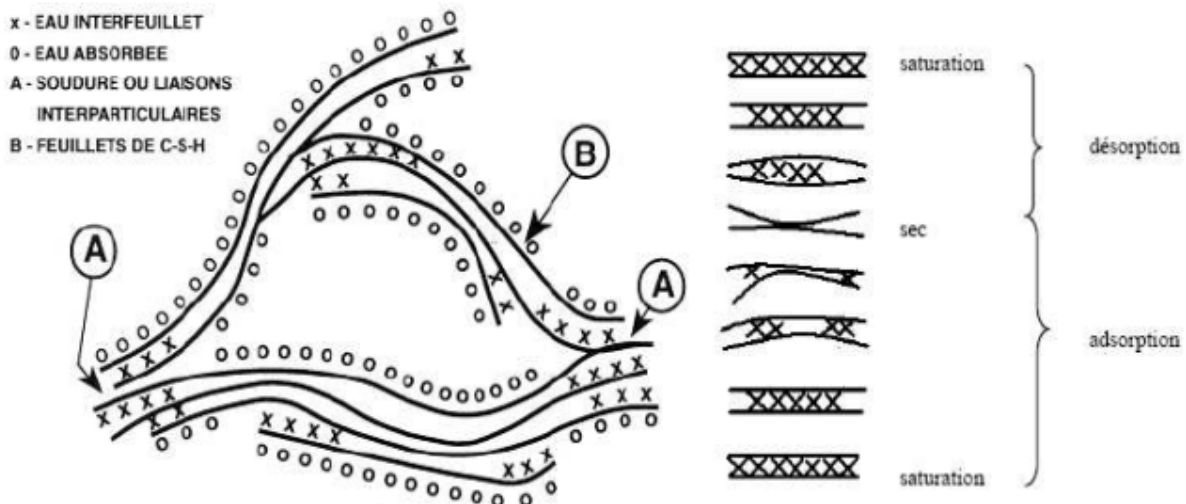


Figure 1-34. Représentation schématique de la structure des CSH selon le modèle de Feldman et Sereda (FELDMAN *et al.*, 1968)

Les feuillets peuvent être reliés entre eux par des forces superficielles ou des liaisons chimiques. Lorsque les gels de CSH ont une faible humidité relative, des forces de tension superficielle provoquent un état de contraction. L'eau adsorbée diminue l'effet de ces forces, ce qui tend à faire gonfler le structure du gel. Ce gonflement est également augmenté par le phénomène de pression de disjonction (voir *mécanisme du retrait de dessiccation* plus loin).

#### Dessiccation du béton en condition isotherme

En condition isotherme, seule une variation de l'hygrométrie va provoquer la dessiccation du matériau. On peut distinguer trois mécanismes de transport en fonction de l'humidité relative imposée (BAROGHEL, 1994)

##### *A fortes humidités relatives :*

Lorsqu'à partir d'un état saturé du matériau, on diminue légèrement l'humidité relative, l'eau se met à circuler dans les pores capillaires à l'état liquide. La loi de Darcy peut être appliquée pour décrire cet écoulement.

$$J_{liq} = -\rho_{liq} \cdot K_{liq} \overline{\text{grad}(P_{liq})}$$

Où  $J_{liq}$  est le flux massique d'eau liquide (en  $\text{kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$ ),  $\rho_{liq}$  la masse volumique de l'eau (en  $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ),  $K_{liq}$  la perméabilité à l'eau liquide du matériau (en  $\text{kg}^{-1} \cdot \text{m}^3 \cdot \text{s}$ ) et  $P_{liq}$  la pression d'eau liquide (Pa).

##### *Aux humidités relatives intermédiaires :*

La phase liquide va régresser en faveur de la phase gazeuse par le biais d'un gradient de concentration. Il s'agit donc d'un transport diffusif par évaporation/condensation et diffusion surfacique. Le phénomène peut être décrit en appliquant la loi de Fick à la vapeur d'eau :

$$J_{vap} = -D_{vap} \cdot \overline{\text{grad}(C_{vap})}$$

Où  $J_{vap}$  est le flux massique de vapeur d'eau (en  $\text{kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1}$ ),  $D_{vap}$  le coefficient de diffusion de la vapeur d'eau (en  $\text{kg}^{-1}.\text{m}^3.\text{s}$ ) et  $C_{vap}$  la concentration en vapeur d'eau

#### *A faibles humidités relatives :*

A des valeurs faibles d'humidité relative, l'eau liquide a pratiquement disparue et c'est donc le transport de vapeur qui prédomine. La diffusion de Fick permet toujours de décrire le transport. Par ailleurs, des mouvements de l'eau adsorbée sur la phase solide commencent à apparaître. Cela vient du mécanisme de diffusion surfacique qui rompt les forces d'attraction entre les molécules adsorbées et la phase solide.

La figure 1-35 résume ces mécanismes.

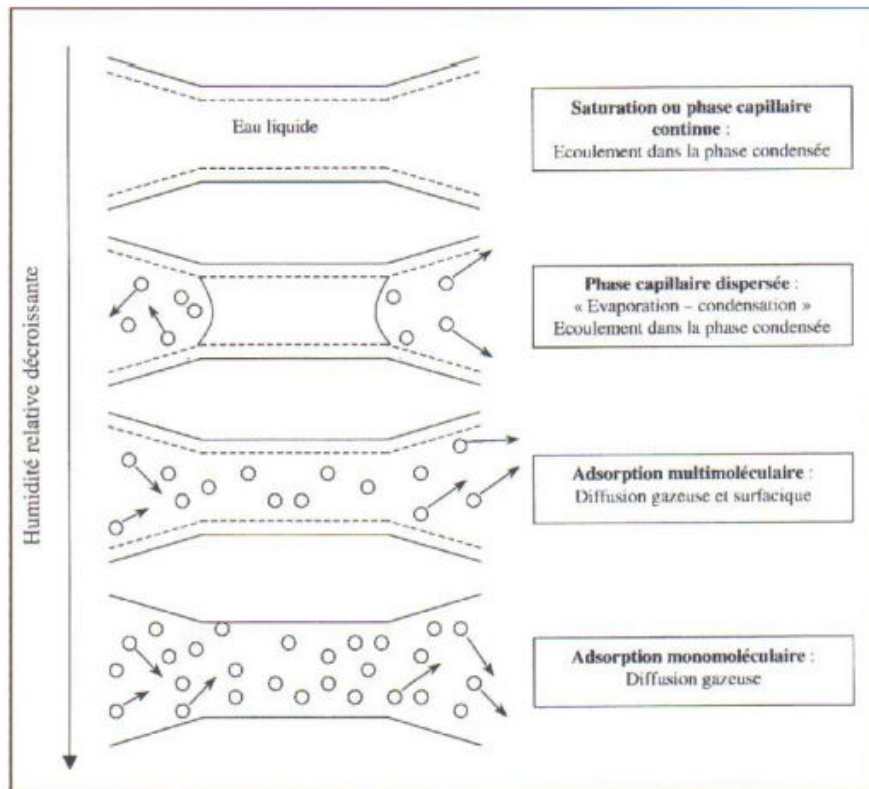


Figure 1-35. Schémas de différents types de transferts d'humidités au sein d'un pore (BAROGHEL, 1994)

La compréhension de ces phénomènes est intéressante dans la mesure où la dessiccation du béton va avoir une influence sur le retrait de dessiccation, qui va jouer un rôle sur le comportement mécanique du béton.

#### Mécanismes du retrait de dessiccation

Le retrait de dessiccation est une déformation macroscopique induite par la dessiccation du béton. En conditions isothermes, les travaux de Kovler (KOVLER, 2006) suggèrent trois mécanismes pour expliquer ce retrait.

*Variation de la pression capillaire :*

La diminution de l'humidité relative du milieu extérieur va provoquer une variation de la pression capillaire dans le béton, qui va localement contracter la matrice cimentaire (figure 1-36) et donc entraîner une déformation macroscopique.

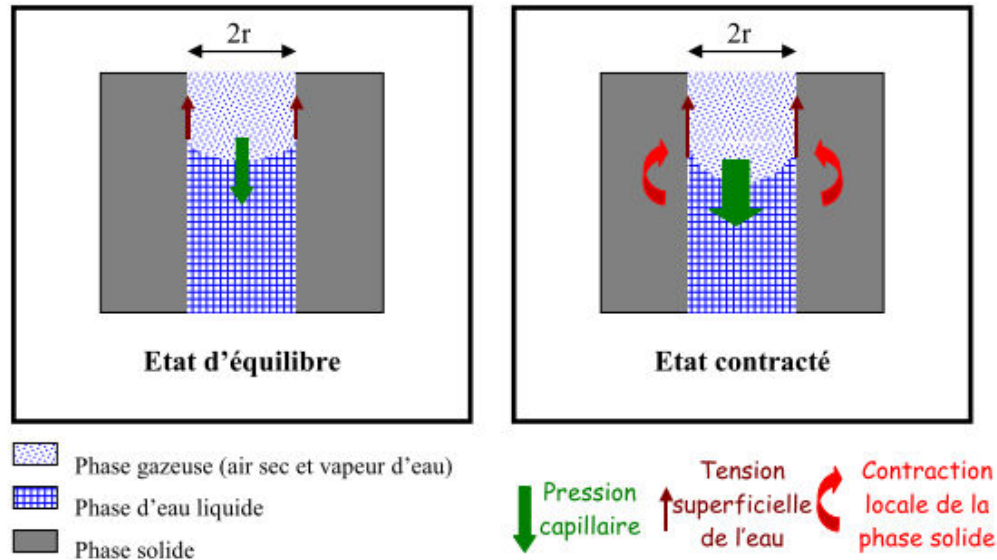


Figure 1-36. Schémas du retrait de dessiccation par variation de pression capillaire (BRUE, 2009)

*Variation de la pression de disjonction :*

On peut trouver au sein d'un matériau à matrice cimentaire des petits pores qui n'ont plus assez d'espaces pour permettre l'adsorption d'une couche d'eau supplémentaire. Ces zones appelées « zones d'adsorption empêchée », sont soumises à des pressions qui s'opposent aux forces d'attractions des molécules de CSH. Ces pressions sont dites de disjonction (BAZANT, 1971). Ces pressions sont maximales à l'état saturé et décroissent avec la dessiccation.

La figure 1-37 illustre ce phénomène.

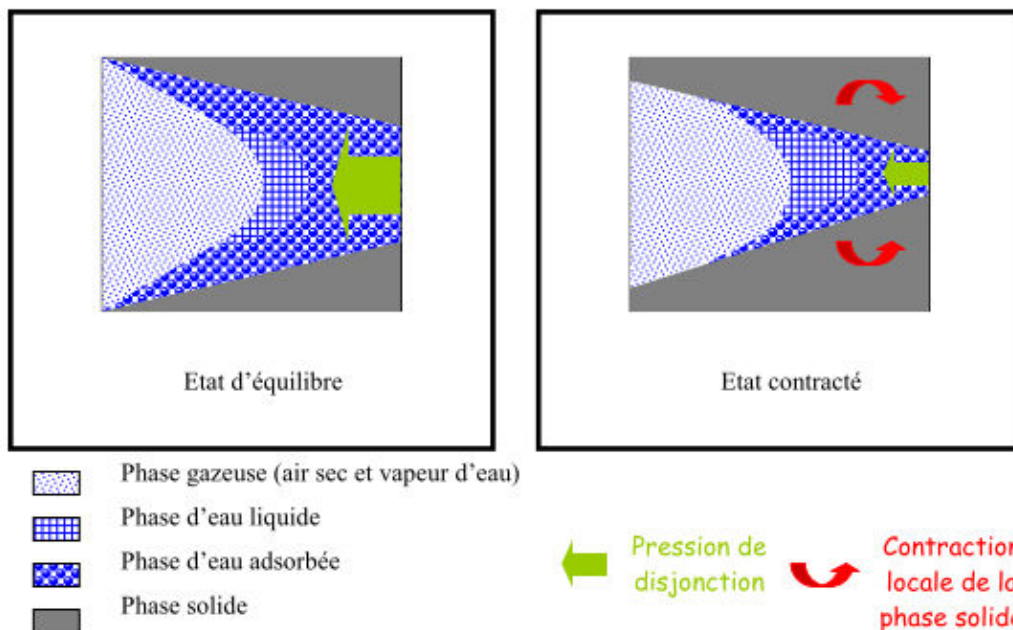


Figure 1-37. Schémas du retrait de dessiccation par variation de pression de disjonction (BRUE, 2009)

*Variation des tensions superficielles de l'eau adsorbée :*

Lorsque l'humidité relative ambiante est faible, la quantité d'eau adsorbée sur les CSH commence à diminuer, entraînant une augmentation des tensions superficielles entre CSH et molécules d'eau. La matrice cimentaire va alors se contracter pour compenser cette variation des tensions superficielles.

Ces mécanismes créent des gradients hydriques. Ainsi, le cœur du béton sèche moins vite que l'extérieur. Des auteurs ont montré qu'un gradient hydrique provoque de la traction au voisinage des bords et de la compression au cœur du béton (PONS, 1998). Cette traction peut amener une microfissuration du matériau. Le retrait de dessiccation est dit apparent lorsqu'il provoque une microfissuration du matériau ou potentiel lorsqu'il n'en crée pas. (NEVILLE, 2000).

*Retrait endogène*

Lorsqu'il n'y a pas d'échange hydrique avec le milieu extérieur il se produit tout de même une déformation de retrait (dit endogène), due à l'autodessiccation de la pâte de ciment.

Lors de l'hydratation de la pâte de ciment, il se forme progressivement un squelette solide fortement poreux. La réaction se poursuit et l'eau capillaire est consommée pour former de nouveaux hydrates qui vont combler petit à petit la porosité. La matrice se densifie donc tandis que la teneur en eau dans les pores diminue. Il apparaît alors une phase gazeuse de vapeur d'eau qui provoque un effet capillaire (comme décrit ci-dessus) dans les mécanismes de dessiccation. Le squelette se comprime et ce phénomène est d'autant plus important que les pores sont petits. Ainsi dans les BHP, la contraction du squelette sera beaucoup plus importante que dans un béton ordinaire.

Il existe deux autres mécanismes contribuant au retrait endogène. Le premier, le retrait plastique, est dû à l'évaporation d'eau ressuée à la surface du béton fraîchement coulé. Il y a un déséquilibre entre la quantité d'eau évaporée et l'apport d'eau liquide provenant du béton. Ce déséquilibre provoque une contraction visible par l'ouverture de fissures sur la surface externe. En évitant l'évaporation de l'eau, on peut limiter ce phénomène. Dans notre étude, les blocs coulés sont protégés de cette évaporation. Le deuxième mécanisme est le retrait thermique, qui est dû au refroidissement de la pâte de ciment (la réaction d'hydratation est exothermique) qui va provoquer une contraction de cette même pâte. Ce retrait devient important dans des structures massives, ce qui n'est pas le cas dans cette étude.

### **1.3.2 Influence sur le comportement en compression simple**

La figure 1-38 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et orthoradiale, pour des essais de compression simple sur des échantillons de béton R30A7 à différents degrés de saturation : 11 %, 42 % et 100 % (VU, 2007). La figure 1-39 montre l'évolution de la résistance à la compression simple en fonction de la perte de poids d'échantillons de mortier ayant différents états de saturation : saturé, sec, ou dessiccation contrôlée (BURLION *et al.*, 2003).

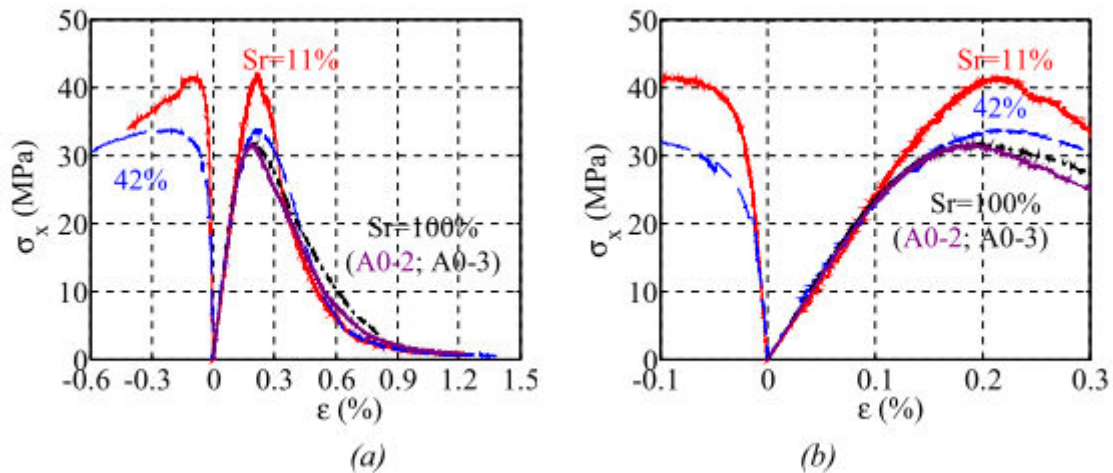


Figure 1-38. Résultats des essais de compression simple sur le béton R30A7 à différents degrés de saturation (VU, 2007) : 11, 42 et 100 %. (a) : courbes de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et radiales. (b) : zoom de la figure (a)

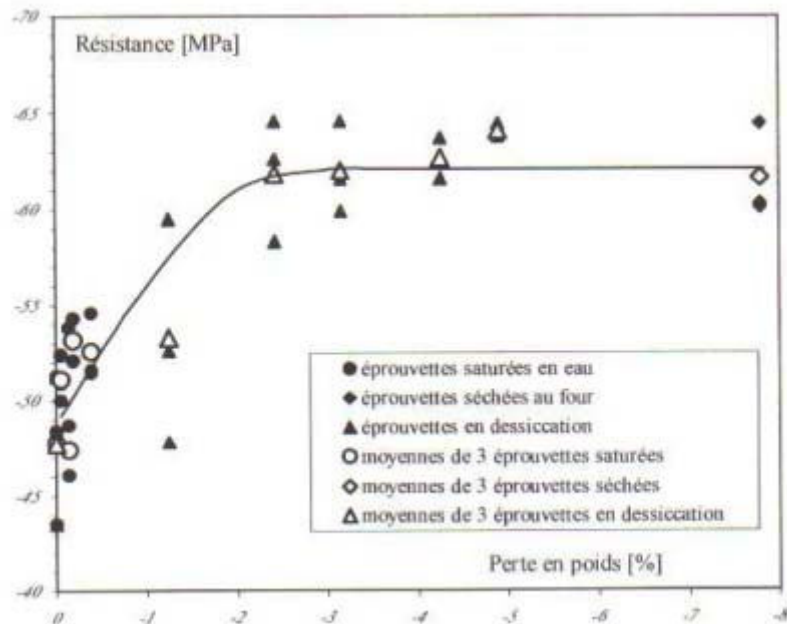


Figure 1-39. Influence de la perte de poids d'un mortier sur sa résistance en compression simple (BURLION, 2003)

Les résultats de Vu comme ceux de Burlion montrent que la dessiccation peut avoir un effet bénéfique en augmentant la résistance du béton à la compression simple. L'effet de la succion capillaire (décrite au paragraphe précédent) est la première cause expliquant les meilleures résistances à la compression simple rencontrées sur les échantillons secs, puisque le retrait de dessiccation engendré par cette succion va jouer le rôle de précontrainte.

La deuxième cause possible de cette résistance plus élevée est l'effet de confinement latéral dans le cœur de l'échantillon. En effet, la non uniformité des gradients hydriques entre le cœur de l'échantillon et les parties latérales va créer un effet de confinement (dû au retrait de dessiccation) qui augmente la résistance du béton.

### 1.3.3 Influence sur le comportement hydrostatique

L'influence du degré de saturation sur le comportement hydrostatique du béton a été étudiée par Vu (VU, 2009). L'étude menée sur le béton R30A7 utilise différents degrés de saturation : 11 % (sec), 42 %, 70 %, 85 % et 100 % (saturé). Il s'agit d'essais triaxiaux réalisés à différentes pressions de confinements : 0, 50, 100, 200, 400 et 650 MPa. Notons que pour les degrés de saturation intermédiaires, il s'agit d'une moyenne et que l'homogénéité de l'humidité dans l'échantillon n'est pas assurée.

La figure 1-40 montre l'évolution du comportement volumique pour ces essais triaxiaux pour les différents confinements et degrés de saturation.

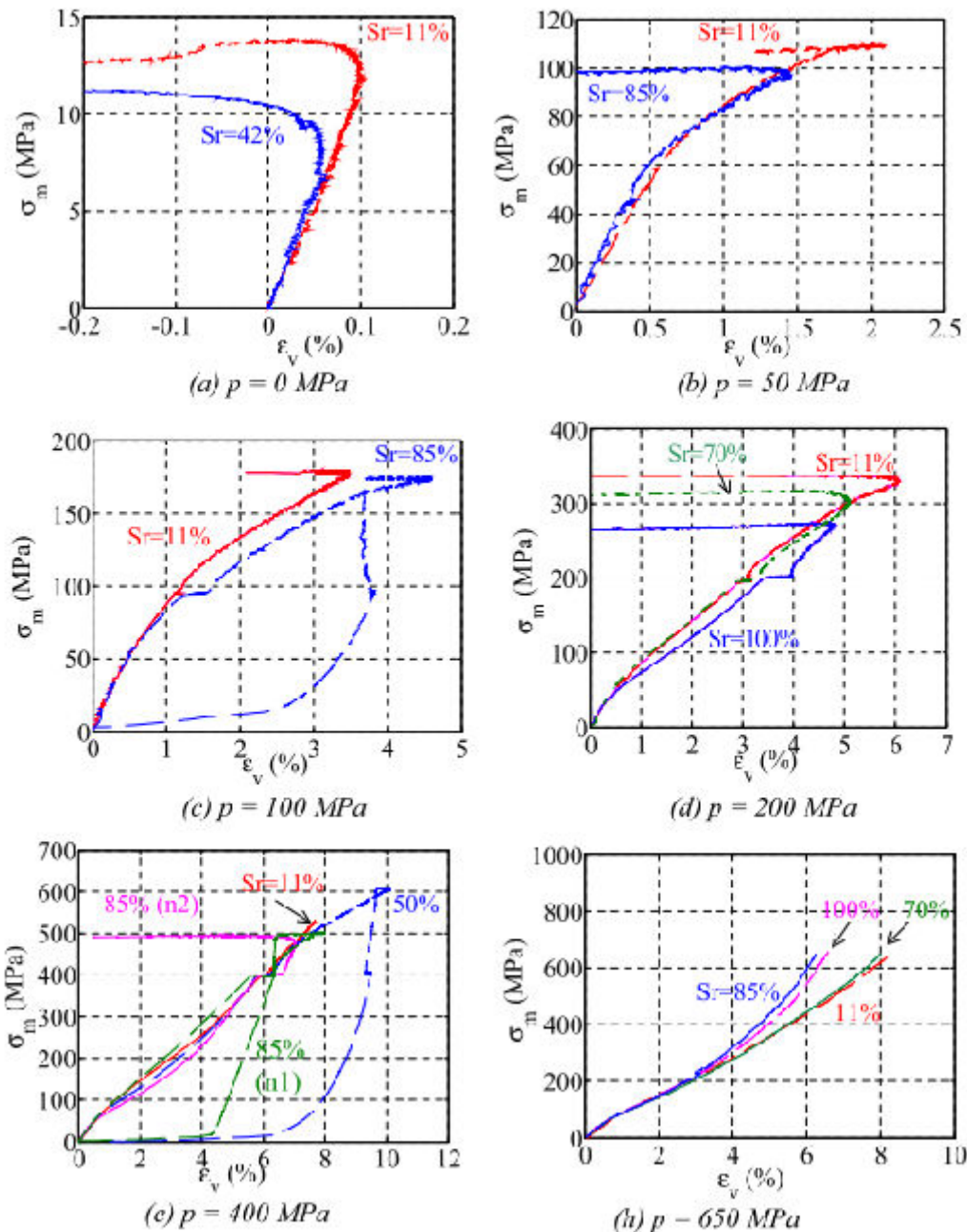


Figure 1-40 Courbes de comportement volumique des essais triaxiaux à différents confinements (0 à 650 MPa), sur le béton R30A7 à différents degrés de saturation (de 11 à 100 %) (VU, 2007)



Les résultats montrent que pour des niveaux de contrainte moyenne inférieurs à 70 MPa, la déformation volumique des échantillons humides est légèrement plus faible que celle des échantillons secs. Cet écart s'explique par la microfissuration du matériau due à la dessiccation. Les observations sont similaires dans les études de Yurtdas sur des essais hydrostatiques à 60 MPa de confinement sur mortier (YURTDAS *et al.*, 2004) et dans les travaux de Burlion sur des essais en compression simple sur béton (BURLION, 2005). Ce phénomène s'inverse pour des contraintes moyennes entre 70 et 270 MPa. A de tels niveaux, la microfissuration est refermée par le confinement. L'eau provoque alors une dilatation du gel de ciment, ce qui en diminue les forces de cohésion (NEVILLE, 2000). Lorsque la matrice cimentaire perd sa cohésion, l'eau joue en plus le rôle de lubrifiant sur les grains, ce qui explique que les déformations volumiques des échantillons humides et saturés sont plus importantes que celles du bétons sec. Pour des niveaux de contrainte moyenne supérieurs à 270 MPa, les déformations volumiques des échantillons humides sont beaucoup moins importantes que pour les échantillons secs. Ceci s'explique probablement par un effet de pression interstitielle. En effet, la compaction est très avancée, le volume d'air libre dans les échantillons humides diminue et ainsi en fonction du degré de saturation, le matériau peut se comporter comme un matériau saturé en conditions non drainées.

### **1.3.4 Influence sur le comportement déviatoire**

Une étude de Yurtdas (YURTDAS 2003) porte sur l'évolution du déviateur atteint pour des confinements de 5 MPa, lors d'essais triaxiaux sur un mortier dans différentes conditions de conservations. La figure 1-41 montre l'évolution de la résistance déviatorique en fonction de la perte de poids des échantillons, qui peut être reliée à leur degré de saturation. La figure 1-42 montre l'évolution du comportement déviatoire obtenu sur les essais triaxiaux secs et saturés présentés ci-dessus (VU, 2007).

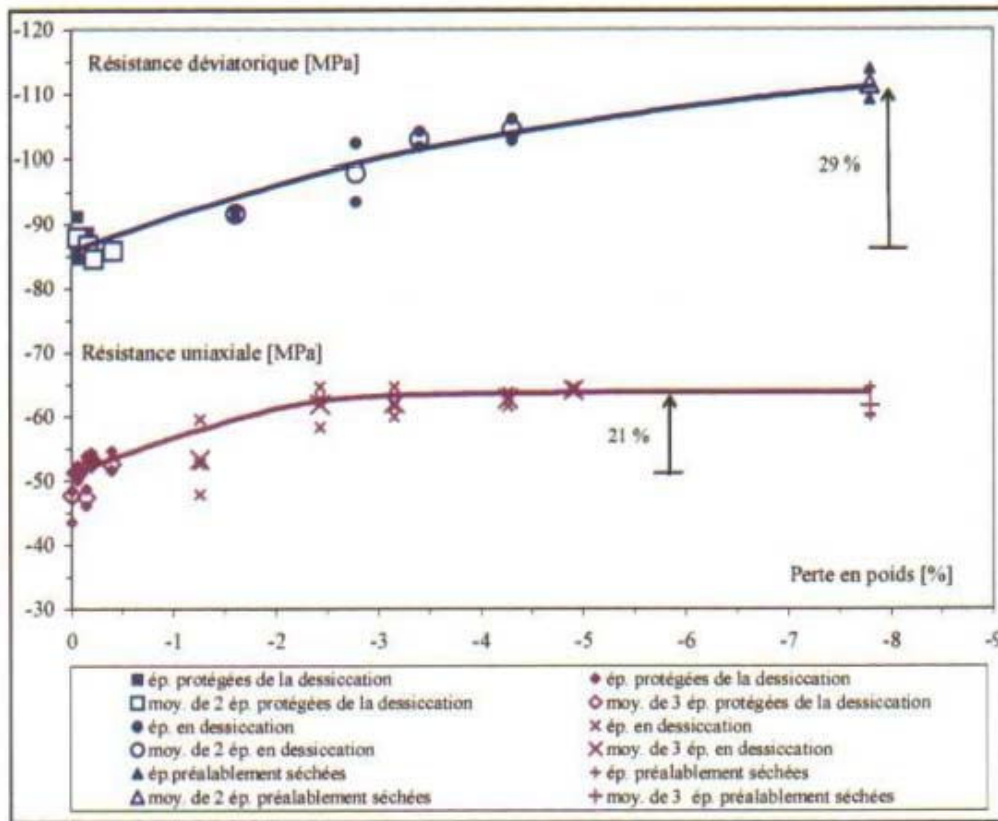


Figure 1-41. Evolution de la contrainte déviatoire en fonction de la perte de poids d'un mortier, lors d'essais de compression simple et triaxiaux (YURTDAS, 2003)

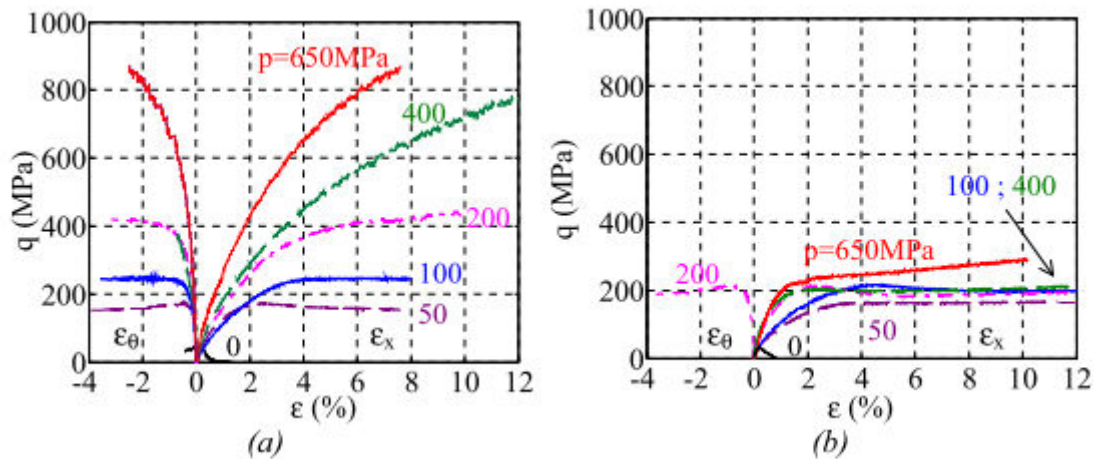


Figure 1-42. Courbe de la contrainte déviatoire en fonction des déformations axiale et radiale pour des essais triaxiaux à différents confinements (0 à 650 MPa) sur le béton R30A7 (VU, 2007). (a) Résultats pour le béton sec. (b) Résultats pour le béton saturé

Les résultats de Yurtdas montrent que la dessiccation du béton le rend plus résistant à faible confinement (5 MPa). L'augmentation de résistance est d'ailleurs plus importante que celle obtenue en compression simple : 29 % contre 21 % en compression simple. Les résultats de Vu suggèrent une légère augmentation de la résistance du béton sec à un confinement de 50 MPa. En revanche, les évolutions montrent un comportement différent avec l'augmentation du confinement. En effet, tandis que pour les échantillons secs, l'augmentation du confinement entraîne une augmentation significative du déviateur atteint, les échantillons saturés ne montrent pas une augmentation du déviateur atteint avec le confinement. Ceci



s'explique comme pour le comportement volumique, par l'effet de la pression interstitielle similairement à ce que l'on observe pour un sol saturé non drainé.

### 1.3.5 Drainage et mesure de la pression interstitielle

Les travaux de Vu ont montré l'influence majeure de l'eau sur le comportement du béton sous forts confinements, notamment au niveau des déformations volumiques atteintes qui sont bien plus faibles dans le cas d'échantillons saturés que dans le cas d'échantillons secs. L'auteur explique cette différence par les effets de lubrification de l'eau et par un effet de pression interstitielle. Le dispositif expérimental de ces études (presse GIGA) ne permet pas à l'heure actuelle le drainage ou la mesure de pression interstitielle des échantillons. Il est donc intéressant de développer un système de drainage et un système de mesure de la pression interstitielle afin de vérifier les conclusions de Vu sur l'eau interstitielle.

Il n'y a que peu d'études sur le béton, mais les travaux de Sulem (SULEM *et al.*, 2005) portent sur des essais triaxiaux drainés ou avec mesure de pression interstitielle sur du grès de Fontainebleau. Les pressions de confinement appliquées sont : 7, 14, 28, 40 et 50 MPa. Les figures 1-43 et 1-44 montrent les comportements déviatoire et volumique de ces essais respectivement en conditions drainées et non drainées.

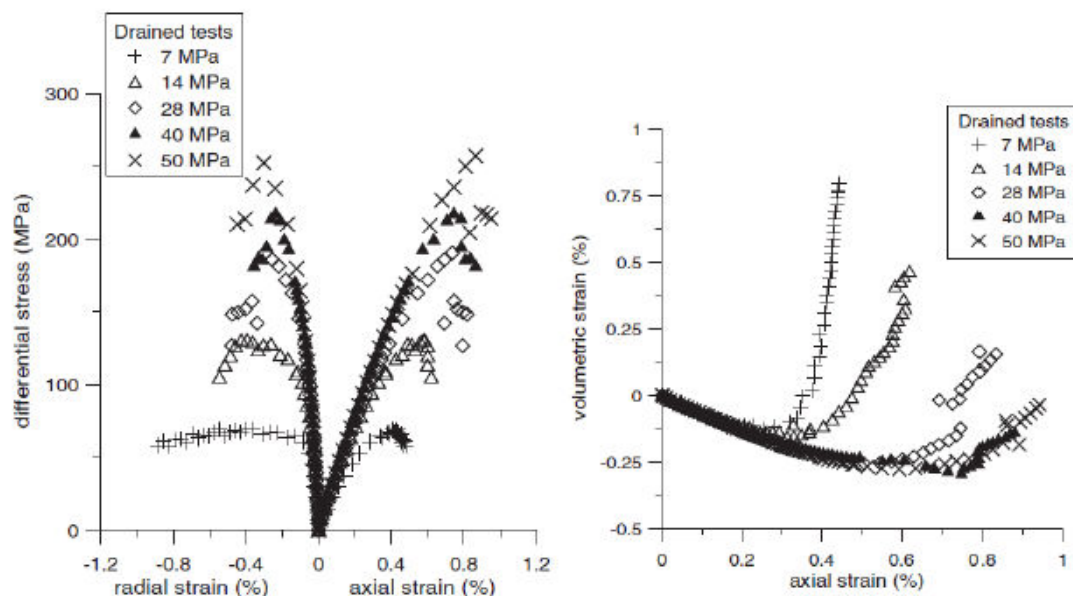


Figure 1-43. Comportements déviatoire et volumique des essais triaxiaux drainés à différentes pressions de confinement (7 à 50 MPa) sur des grès de Fontainebleau (SULEM, 2005)

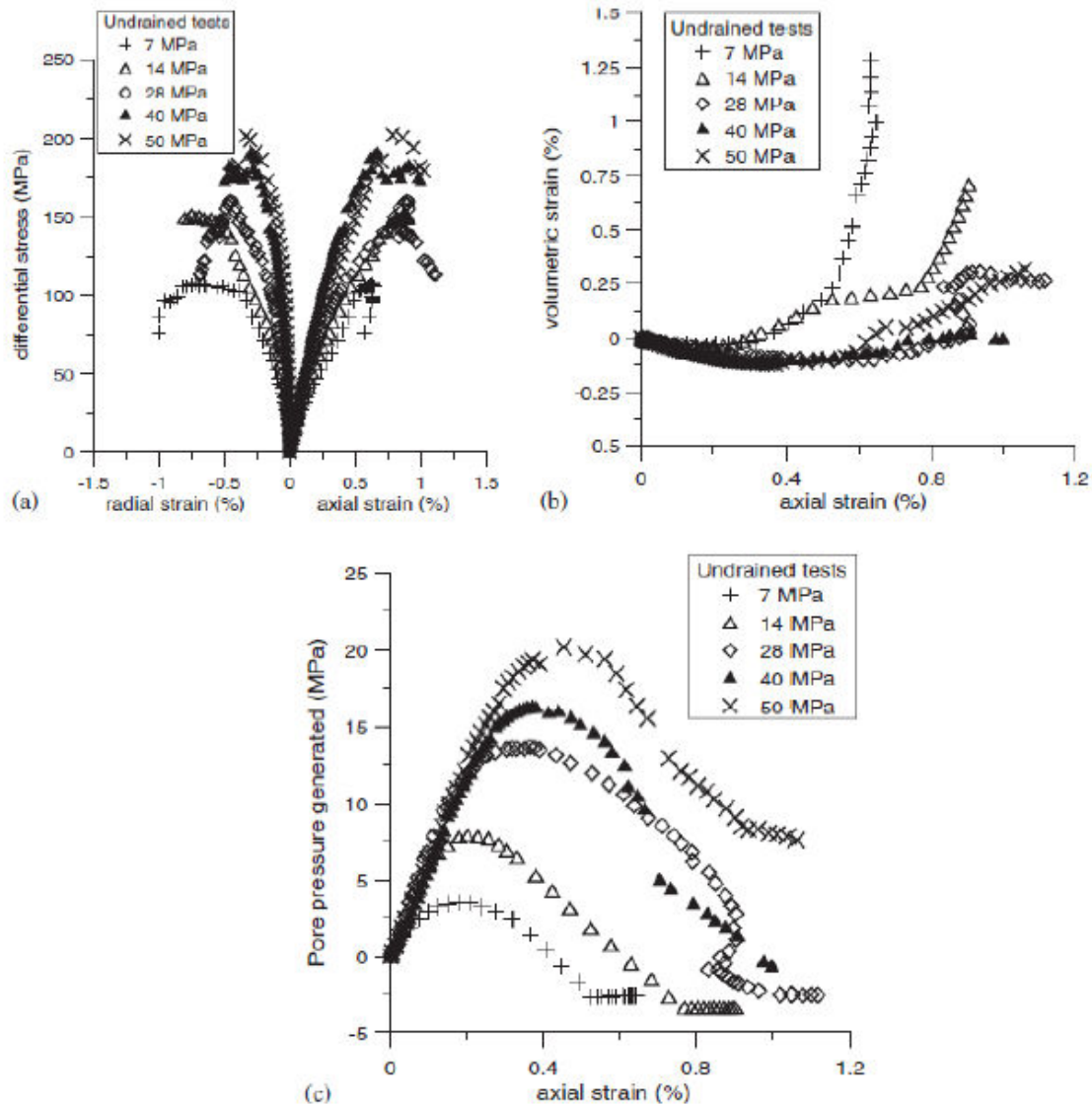


Figure 1-44. Comportement déviatoire et volumique des essais triaxiaux à différents confinements (7 à 50 MPa), avec mesure de pression interstitielle. (a) : Déviateur des contraintes en fonction des déformations axiales et radiales. (b) : Déformation volumique en fonction de la déformation axiale. (c) : Pression interstitielle en fonction de la déformation axiale

L'auteur remarque qu'à faible confinement (7 et 14 MPa), les contraintes maximales obtenues sur les essais drainés sont plus importantes que celles obtenues en conditions non drainées et que la tendance s'inverse pour les confinements supérieurs. L'effet du confinement effectif est d'augmenter les niveaux de contrainte effective. Au niveau du comportement volumique, les courbes présentent bien une transition contractance-dilatance, et les niveaux de déformation volumique atteints dans la phase de contractance sont plus faibles en conditions non drainées du fait de la génération de pression interstitielle.

La figure 1-44 (c) montre l'évolution de la pression interstitielle mesurée dans les essais non drainés. L'auteur souligne que l'évolution de cette pression dépend de la porosité des grès, de leur compressibilité drainée et de la compressibilité de l'eau. Les pressions interstitielles maximales atteintes coïncident avec les points de transition contractance-dilatance. Leurs valeurs sont également proportionnelles au confinement appliqué. La pression se dissipe ensuite lors de la phase dilatante à cause de l'ouverture de fissures.

Les travaux de Poirier (POIRIER, 1996) incluent des essais de compression triaxiale, drainés ou non drainés avec mesure de pression interstitielle. Le matériau utilisé dans cette étude est un béton de ciment dont les caractéristiques sont reportées dans le tableau 1-5.

Propriété	Échantillons secs	Échantillons saturés d'eau
$\sigma_c$ (rés. comp. uniaxiale)	33.42 MPa	21.34 MPa
$\sigma_t$ (résistance en tension)	3.65 MPa	1.7 MPa
E (module de Young)	13 103 MPa	10 345 MPa
$\nu$ (coefficient de Poisson)	0.161	0.178
c (cohésion)	14.96 MPa	8.0 MPa
$\phi$ (angle de friction interne)	30°	32.5°
$\eta$ (porosité)	-----	21 %
k (conductivité hydraulique)	-----	1.35 x 10 <sup>-8</sup> m/s

Tableau 1-5. Caractéristiques du béton de ciment testé (POIRIER, 1996)

La figure 1-45 montre l'évolution de la contrainte principale maximale effective à la rupture en fonction de la contrainte principale minimale effective à la rupture pour les essais triaxiaux drainés avec ou sans pression interstitielle et non drainés.

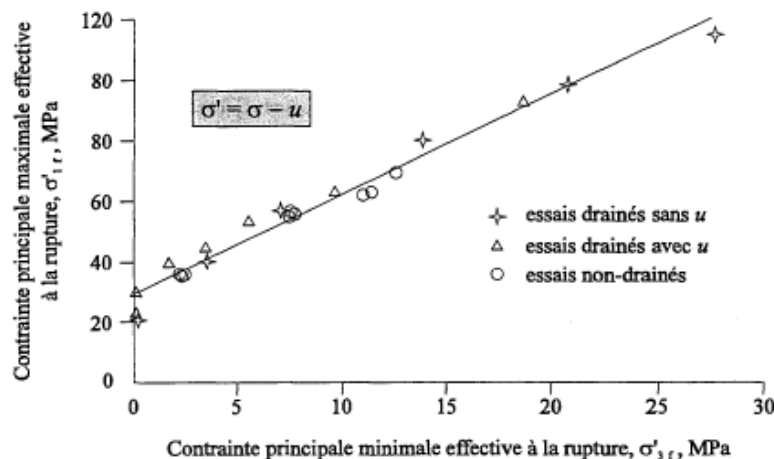


Figure 1-45. Evolution de la contrainte maximale effective en fonction de la contrainte minimale effective pour les essais triaxiaux non drainés et drainés avec ou sans pression interstitielle (POIRIER, 1996)

Pour l'auteur, les résultats montrent que la loi des contraintes effectives de Terzaghi reste valable, que les échantillons soient drainés ou non, avec ou sans pression interstitielle. La contrainte de confinement effective à la rupture pilote donc la résistance du matériau comme cela a été constaté pour d'autres roches poreuses.

Lorsque le drainage n'est pas possible, l'application d'un déviateur sur une roche saturée et compressible entraîne une variation de pression interstitielle au sein de la structure poreuse du matériau. Il faut remarquer que ce n'est pas l'application de la contrainte qui provoque directement la variation de pression mais la variation du volume des pores. Il n'existe pas de système de mesure du volume des pores pendant un essai, on compare donc souvent la variation de pression interstitielle au déviateur des contraintes appliqué. On s'attend à voir

augmenter la pression interstitielle lorsque le déviateur augmente (et donc lorsqu'on est dans un état de contractance), et à l'inverse la pression devrait diminuer lorsque ce déviateur diminue (état de dilatance).

La figure 1-46 montre l'évolution de la pression interstitielle mesurée lors des essais triaxiaux de Poirier, en fonction du déviateur des contraintes appliqué.

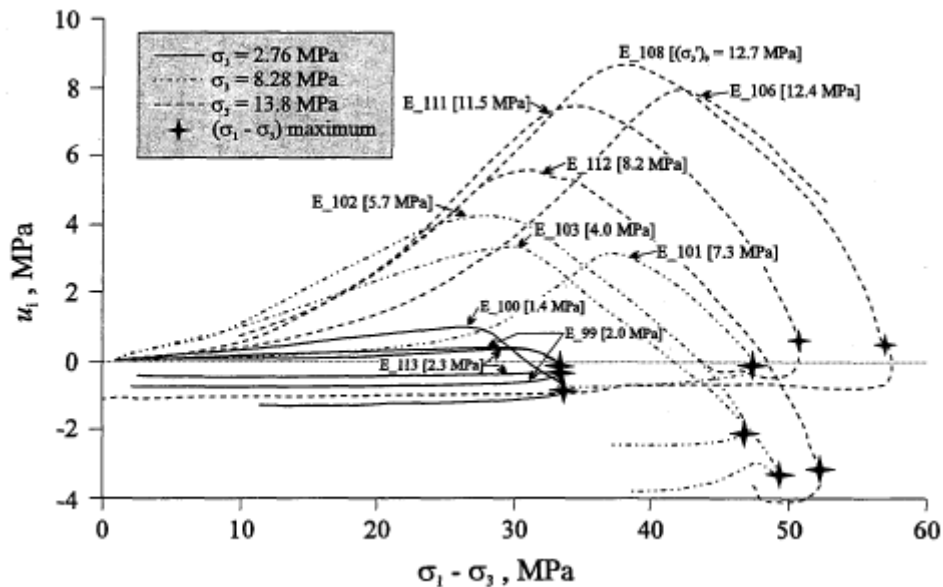


Figure 1-46. Evolution de la pression interstitielle mesurée en fonction du déviateur des contraintes appliqué, pour les essais triaxiaux non drainés sur le béton de ciment saturé de Poirier. (POIRIER, 1996)

Cette figure montre l'influence considérable de la pression de confinement appliquée sur la pression interstitielle. Plus le confinement est important, plus la pression interstitielle induite est importante. En effet, l'application d'un confinement plus important augmente la résistance du matériau. L'application d'un déviateur donné provoquera une dilatance moins importante pour les échantillons fortement confinés et donc une augmentation plus importante de la pression interstitielle, que pour les échantillons faiblement confinés.

## 1.4 Influence du rapport E/C sur le comportement mécanique du béton

Un béton poreux signifie le plus souvent un béton moins résistant. L'influence du rapport E/C sur la porosité a été présentée succinctement dans la première partie de cette bibliographie. Il a rôle déterminant à la fois sur la porosité, et sur la résistance mécanique du béton.

### 1.4.1 Effet sur le comportement en compression simple

On se propose ici de mettre en avant cette influence sur les essais de compression simple, hydrostatiques et triaxiaux.

Des essais de compression simple sur un mortier ayant le même squelette granulaire mais des rapports E/C (0,5 et 0,8) différents ont été réalisés en 2005 (YURTDAS, 2005). Le tableau 1-6 montre la composition et les caractéristiques de ce mortier. La figure 1-47 montre

l'évolution de contrainte axiale en fonction des déformations axiale et radiale, pour les essais de compression simple réalisés sur ces mortiers.

Composition des mortiers		
Eléments	Quantité (kg/m <sup>3</sup> )	
Rapport E/C	0,5	0,8
Sable normalisé 0/2 mm	1350	1350
Ciment CEM IIb- 32,5R	450	450
Eau	225	360
Caractéristiques mécaniques		
Résistance moyenne à la rupture en compression simple	50 MPa	25 MPa
Porosité moyenne	18,2 %	26,2 %
Condition de conservation des échantillons		
5 jours dans le moule + 6 mois dans l'eau + à l'air libre avant l'essai		

Tableau 1-6. Conservation et caractéristiques des mortiers étudiés à différents rapports E/C

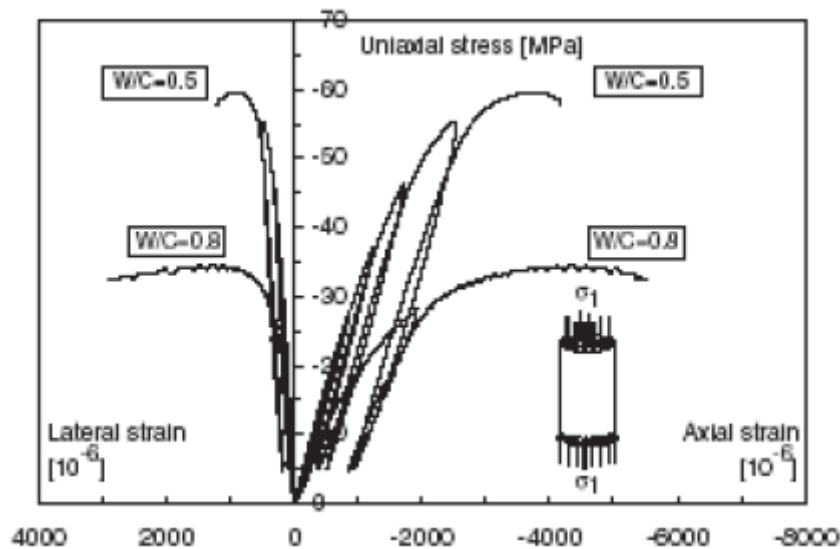


Figure 1-47. Résultats des essais de compression simple sur les échantillons de mortier E/C=0,5 et E/C=0,8 (YURTDAS, 2005) : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et radiale

Les résultats montrent que le mortier avec un rapport E/C de 0,5 est plus résistant (60 contre 35 MPa). Les courbes montrent également une augmentation de la raideur du béton pour le mortier avec un rapport E/C plus faible. Il apparaît donc clairement que la diminution du rapport E/C fait augmenter la résistance du béton, puisque la porosité diminue.

Ce résultat bien connu depuis Féret et Bolomey est confirmé par d'autres travaux sur un béton auto compactant (FELEKOGLU, 2007) et sur le béton R30A7 (VU, 2007). La figure 1-48 montre l'évolution de la résistance à la compression simple en fonction du rapport E/C pour le béton auto compactant. La figure 1-49 montre les résultats des essais de compressions simple réalisés sur le béton R30A7 en gardant le même squelette granulaire mais avec différents rapports E/C (0,4 ; 0,6 et 0,8).

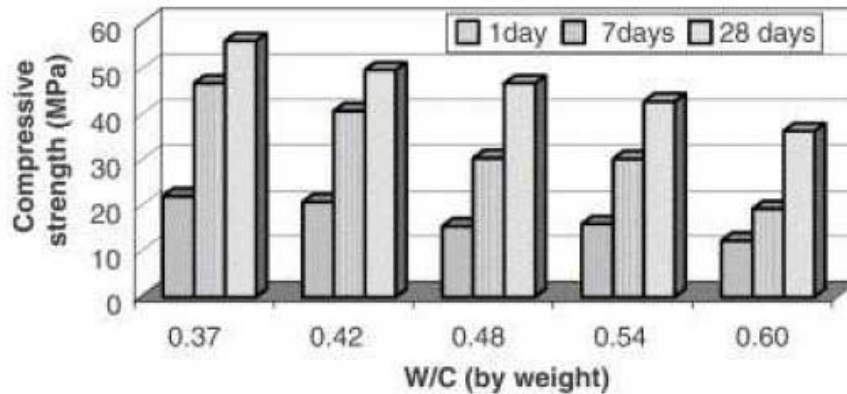


Figure 1-48. Influence du rapport E/C sur la résistance en compression simple d'un béton auto compactant (FELEKOGLU, 2007)

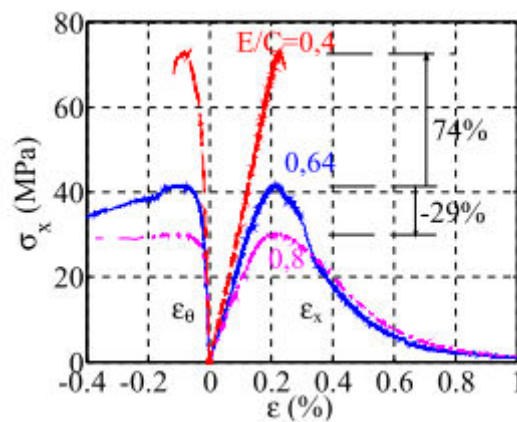


Figure 1-49. Résultats des essais de compression simple sur le béton R30A7 à différents rapports E/C (0,4 ; 0,6 ; 0,8) : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et radiales (VU, 2007)

Les résultats de Vu montrent bien l'augmentation de la raideur du béton avec la diminution du rapport E/C. Par ailleurs, bien que les bétons E/C=0,6 et 0,8 présentent un comportement adoucissant, le béton avec E/C=0,4 présente lui un comportement plus fragile avec une rupture plus brutale au pic.

### 1.4.2 Effet sur le comportement compactant

Des essais triaxiaux à faible pression de confinement (15 MPa) ont été réalisés sur le mortier présenté en compression simple (YURTDAS, 2005). La figure 1-50 montre les courbes de comportements hydrostatiques obtenues sur ce mortier avec des rapports E/C de 0,5 et 0,8.

La figure 1-51 montre les courbes de comportement oedométrique obtenues par Burlion sur des mortiers ayant le même squelette granulaire mais des rapports E/C distincts : 0,3 ; 0,5 et 0,8 (BURLION, 1997) (BURLION, 2001).

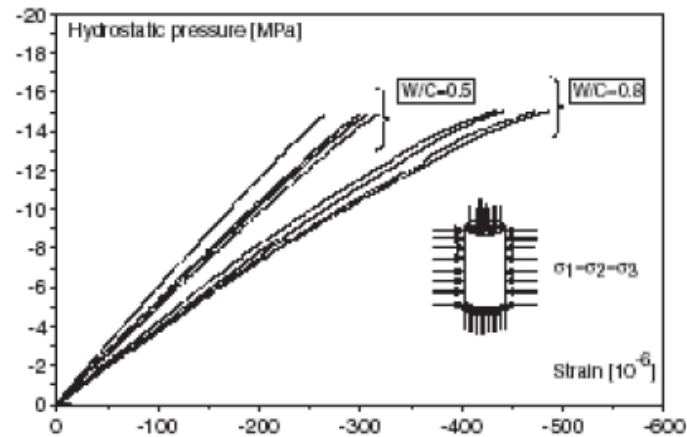


Figure 1-50. Phase hydrostatique des essais triaxiaux à 15 MPa de confinement sur un mortier à différents rapports E/C (YURTDAS, 2005) : évolution de la pression hydrostatique en fonction des déformations

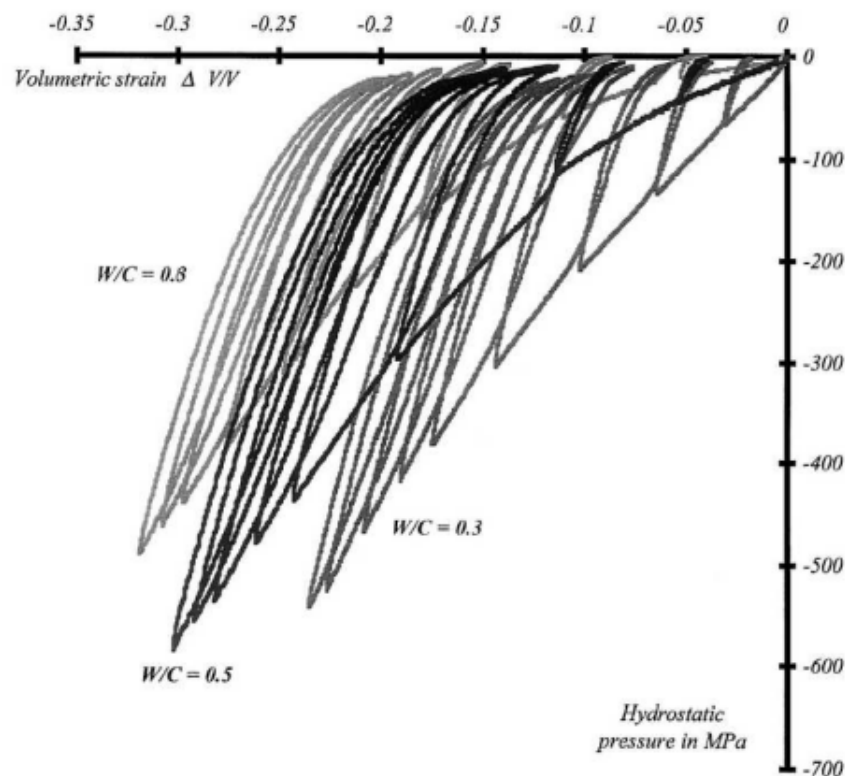


Figure 1-51 Comparaison entre différents essais oedométriques sur un mortier avec différents rapports E/C (0,3 ; 0,5 ; 0,6) : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique

Les courbes de comportement sous chargement hydrostatique montrent qu'une diminution du rapport E/C entraîne une augmentation du module de compressibilité et donc une diminution des niveaux de déformations atteints. Cette diminution des niveaux de déformations est également visible sur les résultats d'essais oedométriques de Burlion : plus le rapport E/C est faible plus les niveaux de déformations volumiques sont faibles et plus la déformation volumique résiduelle, à la fin de la décharge, est faible. Ces remarques paraissent cohérentes, vu que la diminution du rapport E/C fait décroître la porosité. La compactance du matériau est donc moindre pour un niveau de contrainte moyenne donné.



### 1.4.3 Effet sur le comportement triaxial

La figure 1-52 montre les courbes de comportement déviatoire des essais triaxiaux sur mortier de Yurtdas présentés précédemment.

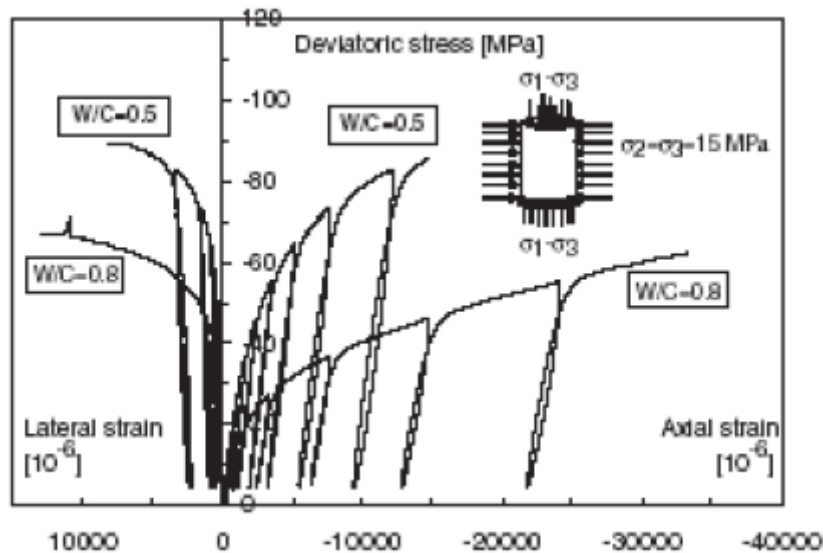


Figure 1-52. Comportement déviatoire des essais triaxiaux à 15 MPa de confinement sur un mortier à différents rapports E/C (YURTDAS, 2005) : évolutions du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiales et radiales

Ces résultats montrent une augmentation de la raideur tangente avec la diminution du rapport E/C. De plus, le comportement adoucissant observé en compression simple (*cf.* 1.4.1.1) devient durcissant à faible confinement. Enfin ces courbes montrent que la diminution du rapport E/C permet d'atteindre des niveaux de contraintes supérieurs.

La figure 1-53 présente l'évolution des courbes de comportements volumique et déviatoire des essais triaxiaux réalisés sur le béton R30A7 à différents rapports E/C.



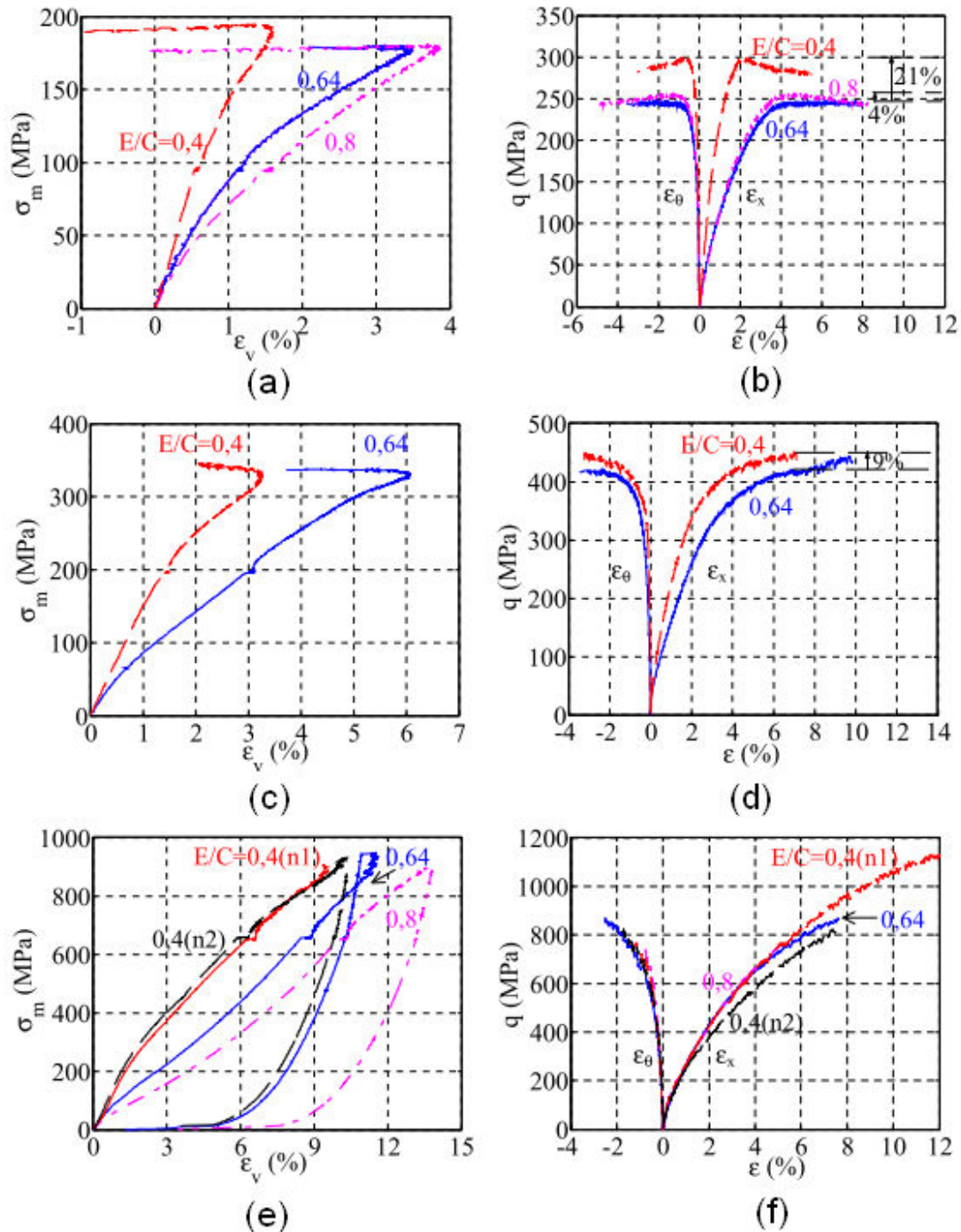


Figure 1-53. Comportements volumique et déviatoire des essais triaxiaux sur le béton R30A7 avec différents rapports E/C (0,4 ; 0,6 ; 0,8) (VU, 2007). Contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour 100 MPa (a), 200 MPa (c) et 650 MPa de confinement (e). Déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et radiale pour 100 MPa (b), 200 MPa (d) et 650 MPa de confinement (f)

A 100 MPa les courbes de comportement volumique montrent que la diminution du rapport E/C fait décroître les niveaux de déformations volumiques atteints. Ce résultat s'explique par les écarts de porosité dus à la variation du rapport E/C. Toujours à 100 MPa, les courbes de comportement déviatoire sont pratiquement confondues pour les rapports E/C de 0,6 et 0,8. Le troisième béton montre lui un niveau de contrainte atteint plus important et un module tangent beaucoup plus raide. Ceci s'explique par l'endommagement beaucoup plus important

des deux bétons les plus poreux durant la phase hydrostatique par rapport au béton  $E/C=0,4$ . La matrice cimentaire des deux bétons a alors perdu une part de sa cohésion et ils se comportent essentiellement comme un empilement granulaire. Leur réponse déviatoire est donc seulement liée à la composition de cet empilement. Vu que les 3 bétons ont pratiquement le même squelette granulaire (seul la quantité de ciment varie légèrement), le comportement déviatoire des bétons avec  $E/C$  de 0,6 et 0,8 est pratiquement identique. Le béton avec un rapport  $E/C$  de 0,4 est quant à lui moins endommagé en phase hydrostatique (on voit d'ailleurs que le comportement volumique est quasiment linéaire jusqu'à 100 MPa), et sa matrice cimentaire présente donc encore une cohésion importante. Son comportement en phase déviatoire est alors piloté à la fois par la cohésion de la matrice cimentaire et par l'empilement granulaire. Lorsque le confinement appliqué passe à 200 MPa, les écarts de raideurs et de niveaux de contraintes diminuent entre les différents bétons, car le béton avec un  $E/C$  de 0,4 est plus endommagé. Le niveau de déformation volumique est toujours plus important sur les bétons ayant un rapport  $E/C$  plus grand du fait de la différence de porosité. A 650 MPa de confinement, la matrice cimentaire est totalement endommagée, le comportement des matériaux est donc régi par l'empilement granulaire, et les courbes de comportement déviatoire sont donc pratiquement confondues. Le rapport  $E/C$  n'a donc plus d'influence sur le comportement à fort confinement. On peut également voir que le comportement volumique incrémental des trois bétons est confondu à ce niveau de confinement ce qui confirme que la faible influence du rapport  $E/C$ .

A confinement faible ou nul (compression simple), le comportement du béton est régi par celui de la matrice cimentaire et le rapport  $E/C$  joue donc une grande influence. *A contrario* sous forts confinements, c'est l'empilement granulaire qui régit le comportement du béton et le rapport  $E/C$  n'a donc plus d'influence. Ce résultat est d'ailleurs confirmé par la figure 1-54 qui montre les états limites obtenus sur différents bétons en fonction du confinement appliqué (BUZAUD, 2004).

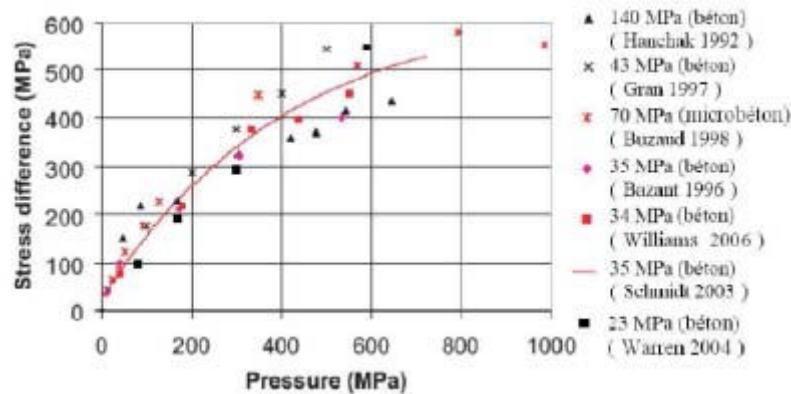


Figure 1-54. Comparaison des états limites en compression triaxiale de différents bétons (BUZAUD, 2004)

Sur cette figure, on voit par exemple que le béton de Warren a la résistance la plus faible en compression simple mais la plus forte sous forts confinements. C'est la situation inverse dans le cas du béton Hanchak.

## Conclusion du chapitre 1

Cette étude bibliographique s'est d'abord intéressée au matériau béton. Les différents composants ont été présentés ainsi que les adjuvants et les additions minérales. Il a été également question des propriétés physico-chimiques du béton et de sa microstructure. La réaction d'hydratation du ciment forme un gel de ciment (CSH) à l'origine de la résistance mécanique du béton. Les différents constituants ont des effets bien souvent liés qui modifient les propriétés et la microstructure du béton.

En deuxième partie de chapitre, il a été question du comportement mécanique du béton, à l'échelle macroscopique. Les résultats de nombreux essais montrent une différence notable entre le comportement en compression uniaxiale qui est plutôt élasto-endommageable avec une phase post-pic adoucissante, et le comportement confiné du béton. Lorsqu'une pression de confinement est appliquée sur le béton, ce dernier a un comportement compactant qui se caractérise par un endommagement progressif de la matrice cimentaire et par la fermeture de la porosité.

L'eau a fait l'objet de la troisième partie de cette étude bibliographique. Cette dernière est présente à toutes les échelles dans le béton et outre son effet notable sur le comportement différé du béton (retrait et fluage), elle peut avoir un effet important sur le comportement mécanique. Sous faible confinement, l'eau a un effet modéré sur le comportement mécanique du béton mais sous fortes pressions de confinement, elle joue un rôle majeur sur la réponse volumique et déviatoire du matériau.

Enfin, l'étude s'est intéressée à l'influence de la porosité et plus spécifiquement à l'effet du rapport Eau/Ciment. Ce dernier joue un rôle important sur la porosité du béton et donc sur sa résistance. Le comportement du béton en compression simple et sous faibles confinements étant régi par la cohésion de la matrice cimentaire, le rapport E/C est donc un paramètre influent du comportement du béton à ces faibles niveaux de pressions. En revanche lorsque le confinement appliqué augmente, les études ont montré que le rapport E/C n'a plus d'influence notable. Du fait de la perte de cohésion de la matrice cimentaire et de la fermeture de la porosité, le comportement semble régi par l'empilement granulaire et l'eau libre qu'il contient.

---

## Chapitre 2 : Développement de la procédure expérimentale

---

### Introduction

Ce chapitre a pour but de présenter les processus expérimentaux nécessaires à la réalisation d'essais sous forts confinements, en vue d'étudier l'influence de l'eau et de la porosité du béton. En premier lieu, on développe la formulation et la procédure de réalisation du béton de référence R30A7, puis celles de deux bétons à porosité variable : un béton peu poreux de type béton hautes performances (BHP) et un béton plus poreux de type béton à air entraîné (BAE). Sont ensuite présentées la préparation, l'instrumentation ainsi que les différentes presses nécessaires à la réalisation des essais mécaniques sur le béton. Enfin, les deux dernières parties traitent de nouveautés techniques nécessaires à la réalisation du programme expérimental de cette thèse. Dans un premier temps, une partie s'intéresse à la mise au point d'un nouveau capteur de mesure de la déformation radiale des échantillons et une seconde partie aborde la mise au point des essais de mesure de pression interstitielle ainsi que des enceintes de contrôle de l'humidité relative.

### 2.1 Formulation du béton de référence R30A7

La formulation du béton de référence R30A7 est issue des travaux de Vu (VU et *al.*, 2009). La formulation, la préparation et le traitement des échantillons sont déterminants pour la bonne réalisation des essais. En effet, le comportement mécanique du béton doit être reproductible sur plusieurs essais issus de coulages différents. Pour cela, la formulation et la préparation doivent être maîtrisées dans l'optique d'avoir un béton macroscopiquement homogène et dont les propriétés mécaniques sont reproductibles.

Le béton R30A7 est un béton de résistance à la compression simple à 28 jours de l'ordre de 30 MPa (R30), ayant un affaissement moyen au cône d'Abrams de 7 cm (béton de type plastique). La valeur d'affaissement choisie permet de limiter la ségrégation des granulats lors de l'étape de vibration. Cela permet de garantir une bonne homogénéité au détriment toutefois d'une porosité d'air occlus plus importante.

Le ciment utilisé est de type Portland CEM I 52,5 N PM ES CP2 (Vicat), les granulats sont des granulats siliceux roulés de rivière de bonne qualité (98,7 % de silice) type BB 0,5/8, et le sable est également siliceux (97,3 %) roulé type SILMIX BB 1800  $\mu\text{m}$ .

La taille maximale des granulats doit être choisie dans un souci d'homogénéité par rapport à la taille des futures éprouvettes. Pour des essais sous forts confinements tels que ceux réalisés avec la presse GIGA, la taille imposée des éprouvettes étant de 7 cm de diamètre pour 14 cm de hauteur, la taille maximale des granulats est fixée à 8 mm. Le squelette granulaire doit par ailleurs avoir une répartition homogène afin d'optimiser sa compacité. La méthode de Dreux-Gorisse (DREUX, 1985) permet de déterminer le dosage optimal entre le sable et les gros granulats. La figure 2-1 montre les courbes granulométriques obtenues au laboratoire (par un essai de tamisage) de chacun des deux types de granulats ainsi que celle du mélange. Ces courbes granulométriques ont été réalisés plusieurs fois et montrent une faible dispersion de la distribution de taille des granulats.

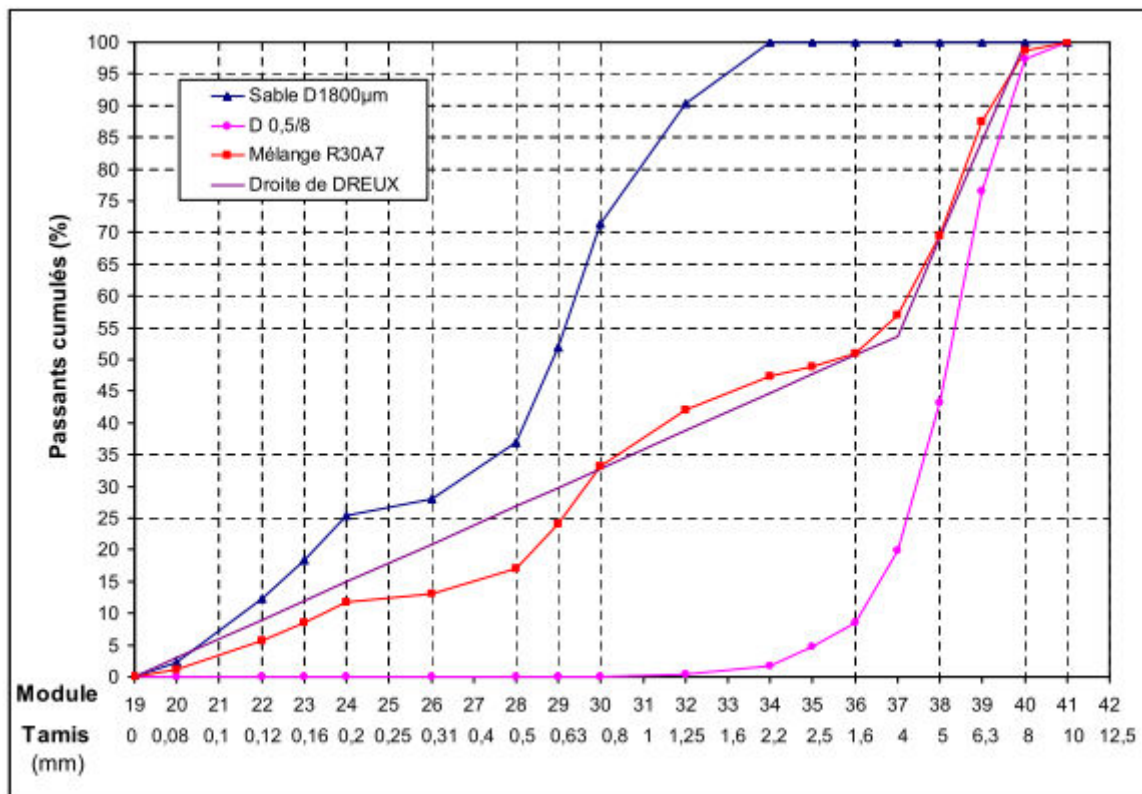


Figure 2-1. Granulométrie moyenne du sable, des graviers et du mélange pour R30A7 ; droite de référence de Dreux (VU, 2007)

Il est à noter que le mélange présente un manque de sable fin (modules de tamis 24 à 29) dû au manque de grains fins du sable.

La connaissance de l'affaissement et de la résistance souhaitées permet *via* la formule de Bolomey (BOLOMEY, 1935) de déterminer le rapport E/C et la quantité de ciment et donc de finaliser la composition du béton R30A7. Le tableau 2-1 présente la composition et les caractéristiques du béton R30A7.

<b>Composition du béton R30A7</b>	
Gravier D 0,5/8	1008 (kg/m <sup>3</sup> )
Sable D 1800µm	838 (kg/m <sup>3</sup> )
Ciment CEM I 52,5 N PM ES CP2 (Vicat)	263 (kg/m <sup>3</sup> )
Eau	169 (kg/m <sup>3</sup> )
Densité	2278 (kg/m <sup>3</sup> )
<b>Propriétés mécaniques</b>	
Résistance moyenne testée en compression simple à 28 jours	28,6 (MPa)
Affaissement moyen mesuré au cône d'Abrams	6,9 (cm)
Volume d'air occlus mesuré dans le béton frais (par l'aéromètre)	34 (l/m <sup>3</sup> )
Porosité accessible à l'eau	11,8 (%)
Rapport E/C	0,64
Pourcentage en volume absolu du sable D 1800 µm dans le mélange granulaire (%)	46,4
Pourcentage en volume absolu du gravier D 0,5/ 8 mm dans le mélange granulaire (%)	53,6

Tableau 2-1. Composition et caractéristiques du béton R30A7

La procédure de coulage est là encore rigoureuse afin de garantir une bonne reproductibilité du béton. La procédure suit la norme NF P 18-404 (NF P 18-404). Le malaxeur d'un volume de 18 L permet de couler des blocs de 17×17×27 cm<sup>3</sup>. Les échantillons seront ensuite carottés dans ce bloc, ce qui a l'avantage d'éviter les effets de bord. Le malaxage à sec dure 60 s tandis que le malaxage avec l'eau dure 120 s. La vibration s'effectue sur table vibrante pendant 30 s.

La formulation est ensuite validée par des essais expérimentaux. Sur béton frais, l'affaissement des différents blocs est mesuré au cône d'Abrams, afin de vérifier s'il correspond à celui souhaité dans la formulation. Sur le béton durci, les éprouvettes sont testées en compression simple à 28 jours, afin de vérifier si les valeurs de résistances obtenues sont bien celles attendues.

### 2.1.2 Usinage et conservation des échantillons.

Après le coulage, les blocs de béton sont conservés 24 h, protégés de l'air par un film plastique. Puis ils sont immergés dans l'eau saturée en chaux pendant un mois. Cette conservation dans l'eau permet d'avoir une hydratation plus complète et une meilleure reproductibilité de la résistance.

Après 28 jours, les blocs peuvent être usinés pour obtenir les échantillons de la taille souhaitée : 7×14 cm. L'éclatement de 2 entre les dimensions de l'éprouvette permet de limiter l'influence des conditions limites lors des essais (VAN VLIET *et al.*, 1996). L'usinage se fait en trois phases.

Le carottage permet d'extraire du bloc des carottes cylindriques au bon diamètre. Le carottage s'effectue à l'eau pour éviter d'endommager le béton par des échauffements. La carotteuse est fixée sur une potence, elle-même solidaire d'un bâti en acier. Le bloc est maintenu par deux vérins latéraux pendant le carottage. Ce système permet d'obtenir des échantillons bien réguliers.





Figure 2-2 Rectification du parallélisme des échantillons

Les échantillons sont ensuite sciés à la bonne dimension (environ 14 cm) à l'aide d'une scie à béton, là encore sous un flot d'eau permettant de prévenir les échauffements. Enfin, les échantillons sont rectifiés afin de corriger le parallélisme entre les deux faces. Cette correction du parallélisme est déterminante pour assurer une bonne répartition du chargement lors des essais, notamment avec la presse GIGA, qui ne possède pas de tête de chargement rotulée. Cette étape désormais réalisée au tour permet d'avoir un parallélisme avec une erreur de l'ordre du centième de mm.

Après usinage, les échantillons saturés sont conservés dans l'eau jusqu'à stabilisation de leur masse. Ils pourront ensuite être instrumentés en vue d'un essai. Dans le cas où l'essai devrait se faire sur béton sec, les échantillons sont placés dans une étuve selon les normes ISO 5017 et EN-ISO 6275. Ces normes consistent à conserver les échantillons dans une étuve à température constante de 50 °C, avec une humidité moyenne de 8 %. Les échantillons sont considérés comme secs lorsque leurs masses varient de moins de 0,02 % en 24 h. Pour le R30A7, le temps de séchage moyen est d'un peu plus d'1 mois, comme le montre la figure 2-3 représentant la cinétique de séchage du R30A7.

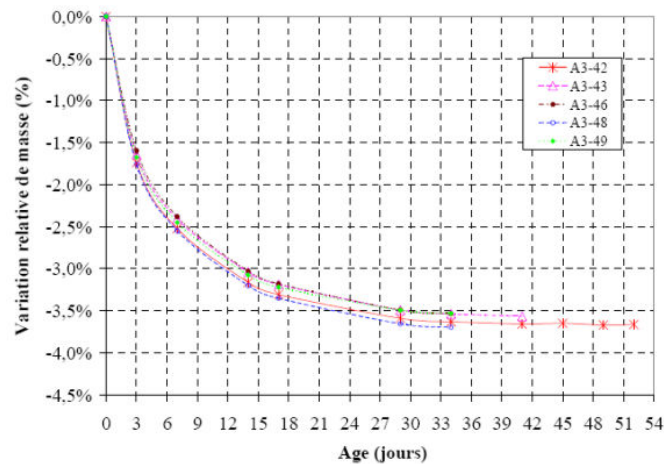


Figure 2-3. Cinétique de séchage du béton R30A7 dans une étuve à 50°C et 8 % d'humidité relative (VU, 2007)

Le chapitre bibliographique a mis en évidence que la dessiccation du béton peut influencer son comportement mécanique, et ce notamment en fonction de la température de séchage. Les travaux de Castellote ont montré qu'au-delà de 50 °C, la déshydratation des gels de CSH endommage le matériau (CASTELLOTE et *al.*, 2004), d'où le choix d'une température de séchage maximale de 50 °C. Même à cette température la dessiccation peut avoir un effet sur

le comportement, mais cet effet reste plus limité lors d'essais triaxiaux sous forts confinements.

### 2.1.3 Porosité du béton R30A7

La porosité joue un rôle important dans les mécanismes d'endommagement du béton, c'est pourquoi il est important de pouvoir mesurer la porosité du R30A7.

#### Porosité accessible à l'eau

Il s'agit de la méthode la plus simple pour mesurer la porosité. Elle permet de mesurer la quantité d'eau pouvant circuler dans le réseau de pores interconnectés du matériau. Il ne s'agit donc pas de la porosité totale du matériau. Le mode opératoire est celui recommandé par Ollivier (OLLIVIER, 1997). Il nécessite trois pesées :

- la masse de l'échantillon saturée  $M_{sat}$  lorsque l'échantillon est sorti de l'eau ;
- la masse hydrostatique  $M_{hyd}$  correspondant à la masse de l'échantillon dans l'eau ;
- la masse sèche  $M_{sec}$  de l'échantillon après stabilisation de sa masse dans l'étuve.

Les pesées doivent être effectuées sur un échantillon n'ayant pas subi de cycle de saturation/désaturation préalable, et ce afin d'éviter l'influence d'un retrait de la matrice cimentaire suite à ce cycle préalable (YURTDAS *et al.*, 2004)

Le volume apparent  $V_{app}$  (en  $m^3$ ) de l'échantillon est calculée à partir des masses saturées  $M_{sat}$  (en kg) et hydrostatiques  $M_{hyd}$  (en kg) grâce à la poussée d'Archimède selon l'équation (2-1)

$$M_{hyd} = M_{sat} - \rho_{eau} \cdot V_{app} \quad (2-1)$$

où  $\rho_{eau}$  est la masse volumique de l'eau ( $1000 \text{ kg} \cdot m^{-3}$ ).

En supposant ensuite que les pores interconnectés sont saturés en eau, on calcule la porosité  $n$  de l'échantillon par la formule (2-2)

$$n = \frac{V_{vides}}{V_{app}} = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sat} - M_{hyd}} \quad (2-2)$$

Expérimentalement, cette porosité a été mesurée sur une dizaine d'échantillons. La porosité moyenne obtenue est de 11,6 % (écart type de 0,4 %).

#### Porosimétrie au mercure

Cette méthode de mesure est basée sur la mesure de la quantité de mercure pénétrant l'échantillon sous des incréments de pressions croissantes (jusqu'à 400 MPa). Il s'agit là encore de mesurer la proportion de pores interconnectés dans lesquels le mercure peut pénétrer et non la porosité totale. La pâte de ciment contient de petites porosités auxquelles le mercure ne peut accéder (jusqu'à 4 nm). La porosité mesurée par cette méthode est donc souvent légèrement plus faible qu'avec la méthode à l'eau (OLLIVIER *et al.*, 2012). L'intérêt de cette méthode par rapport à la mesure de la porosité accessible à l'eau est qu'elle permet de fournir la répartition de la taille des pores accessibles. Mais cela repose sur l'hypothèse que



les pores sont cylindriques. Or, en réalité, il peut y avoir des pores avec des goulots d'entrées plus petits que la taille du pore et donc pour une pression donnée de mercure on peut sous-estimer la quantité de pore de la taille correspondante à cette pression. Ainsi la détermination de la répartition de la taille des pores par cette méthode peut être discutable (DIAMOND, 2000).

Le dispositif expérimental utilisé au laboratoire LTHE de Grenoble (Laboratoire d'étude des transferts en hydrologie et environnement) permet d'effectuer des mesures de porosités par cette méthode sur des échantillons de petites tailles (de l'ordre de  $2 \times 2$  cm). Cette petite taille d'échantillon par rapport à la taille des granulats peut avoir une influence sur l'homogénéité des mesures (effet d'échelle).

La figure 2-4 illustre le principe de l'essai. L'échantillon est placé dans une cloche reliée à un capillaire. Le mercure est introduit dans la cloche après y avoir fait le vide. La mise à pression atmosphérique est alors réalisée. Du fait de ses propriétés non mouillantes, le mercure se place autour de l'échantillon sans percoler. Le volume de mercure présent dans le système est alors déterminé. L'essai débute ensuite, et à chaque incrément de pression, le volume injecté correspondant est lu par le déplacement du niveau de mercure dans le capillaire.

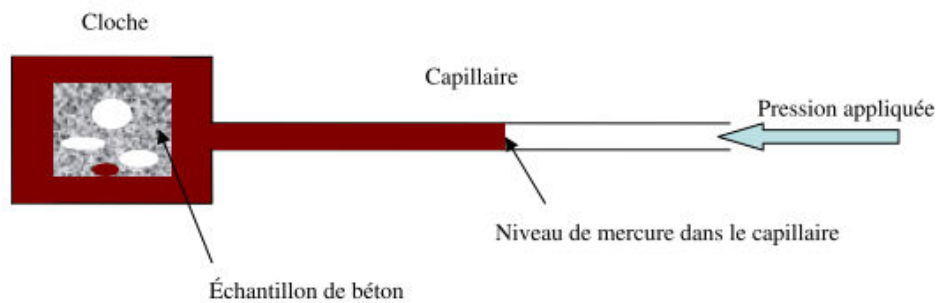


Figure 2-4. Principe de la porosimétrie au mercure

La figure 2-5 montre les résultats des mesures de porosités au mercure sur 3 échantillons de béton R30A7. Le graphe de gauche montre l'évolution de la porosité en fonction du diamètre des pores. La porosité est déduite du volume de mercure injecté à chaque incrément de pression. Le graphe de droite représente l'évolution de ce volume incrémental, c'est donc en quelque sorte la « dérivée » du premier graphe. Les deux graphes présentent une phase d'injection, où le mercure pénètre l'échantillon sous les incréments de pressions, et une phase de retrait, correspondante à une remise à pression atmosphérique pendant laquelle le mercure ressort de l'échantillon. La différence entre les porosités initiale et finale correspond au volume de mercure piégé à l'intérieur de l'échantillon.

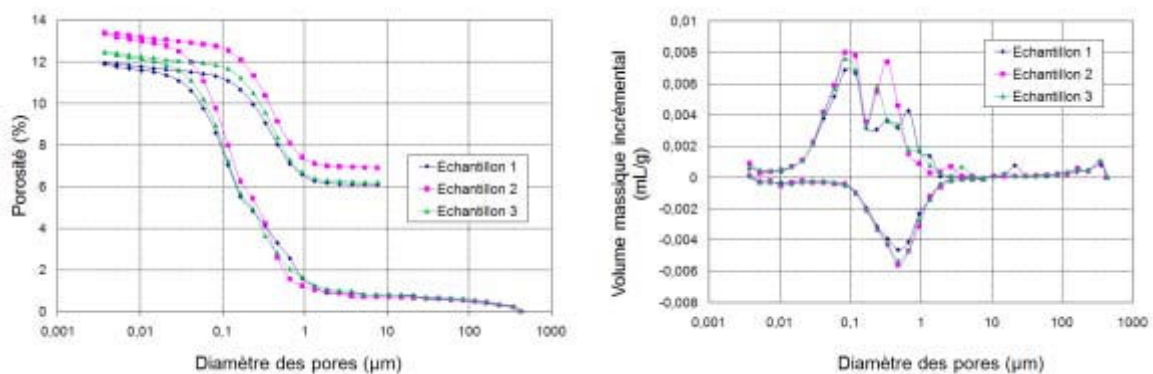


Figure 2-5. Résultats de la porosimétrie au mercure sur le béton R30A7 : évolution de la porosité en fonction du diamètre des pores (à gauche) et évolution du volume massique incrémental en fonction du diamètre des pores (POINARD, 2010)

La porosité moyenne obtenue sur les 3 échantillons est de 12,6 % ce qui est légèrement supérieur aux mesures à l'eau (11,6 %). Cet écart peut être dû au fait que ces mesures sont réalisées sur des échantillons préalablement séchés. Par conséquent, la mesure tient également compte des microfissures induites par le séchage.

L'écart entre les courbes de chaque échantillon est par ailleurs assez faible, ce qui montre une bonne homogénéité du réseau poreux et donc une bonne reproductibilité du béton à ce niveau. Les différences observées sont dues au fait que le volume de béton testé est plus proche du volume élémentaire représentatif du R30A7, que pour un gros échantillon de 7×14 cm.

La courbe d'évolution du volume massique incrémental présente par ailleurs un pic distinct vers 0,1  $\mu\text{m}$ . Cette taille de pore correspond à peu près à l'échelle de la porosité capillaire interconnectée, donc accessible au mercure. Bien que la répartition de la taille des pores soit à prendre avec précautions, ces mesures montrent tout de même que l'échelle de porosité dominante ici est la porosité capillaire, ce qui semble cohérent avec un rapport E/C assez élevé (0,6).

### Mesure de l'air occlus à l'aéromètre

La bibliographie a montré que le malaxage du béton emprisonne des bulles d'air qui ne sont pas forcément connectées. C'est l'air occlus. Une partie de cet air occlus est évacuée lors de la vibration du béton. Du fait de l'affaissement du béton choisi (7 cm) et du temps de vibration choisi pour éviter la ségrégation, la quantité d'air occlus est élevée pour le R30A7. L'essai à l'aéromètre permet d'estimer la quantité d'air occlus sur le béton frais. La figure 2-6 montre l'aéromètre utilisé.



Figure 2-6. Mesure de la porosité d'air occlus à l'aéromètre (VU, 2007)

Les essais sont réalisés selon la norme ASTM C 231-91b. La partie inférieure de l'aéromètre est remplie avec le béton frais et le même temps de vibration est appliqué. Le couvercle est placé sur le bac et on sature l'ensemble en ajoutant de l'eau par les robinets latéraux. L'essai consiste à appliquer une pression *via* une pompe qui va alors compacter le béton. En supposant que seul l'air est compressible à l'intérieur, la loi de Mariotte permet de relier la pression appliquée à la quantité d'air. Les trois mesures effectuées sur le béton R30A7 ont données une porosité moyenne d'air occlus de 3,5 %.

## 2.2 Formulations du BHP et du BAE

Un des objectifs du présent mémoire est de mettre en évidence l'influence de la porosité sur le comportement mécanique du béton sous forts confinements. Ainsi, on se propose de formuler deux bétons à partir du béton de référence R30A7. Pour le premier béton (type BHP), on se propose de réduire la porosité capillaire en diminuant le rapport E/C et d'augmenter la compacité du squelette granulaire par l'ajout de fumées de silice. Pour le deuxième béton (BAE), on se propose d'ajouter au R30A7 un agent entraîneur d'air. L'objectif est d'évaluer l'effet de chacune de ces porosités sur le comportement du béton.

### 2.2.1 Formulation du BHP

Le béton recherché est de type BHP. Le rapport Eau/Liant doit être réduit afin de diminuer la porosité capillaire. L'utilisation de superplastifiant permet de mieux réduire ce rapport. D'autre part, des fumées de silice sont ajoutées à la composition pour augmenter la compacité du squelette.

#### 2.2.1.1 Principe de la méthode

La méthode utilisée pour formuler ce béton repose sur celle de l'université de Sherbrooke (AITCIN, 2001). La figure 2-7 montre l'organigramme de cette méthode.

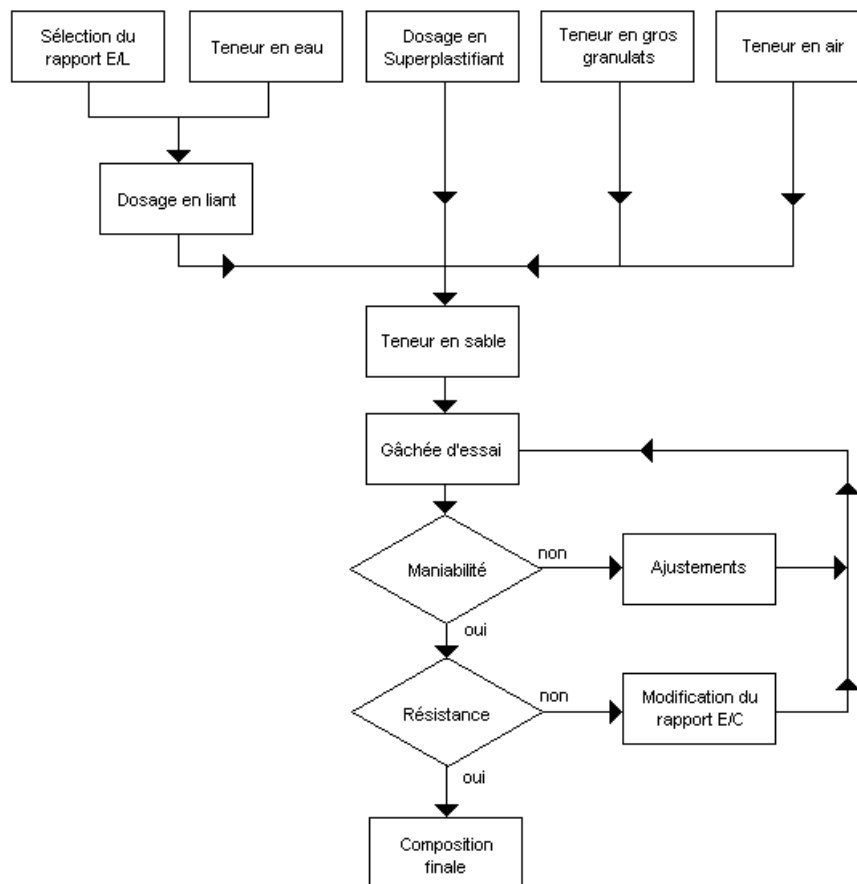


Figure 2-7. Organigramme de la méthode de formulation de l'université de Sherbrooke (AITCIN, 2001)

La méthode repose sur le choix préliminaire de 5 caractéristiques du futur béton.

- Le rapport Eau/Liant (E/L). Ce rapport peut être déterminé en utilisant une courbe donnant l'évolution de la résistance à la compression à 28 jours ciblée en fonction de ce rapport Eau/Liant. Cette courbe a été réalisée avec des résistances à la compression à 28 jours mesurées sur des éprouvettes cylindriques de 100\*200 mm (AITCIN, 2001). Dans notre cas, on choisit un rapport E/L de 0,3, ce qui correspond à une résistance de 80 MPa environ. La quantité de fumée de silice est fixée à 10 % du poids de ciment. Il est déconseillé de dépasser ce dosage sans apporter ensuite de correction en eau (DE LARRARD, 2000).

- Le dosage en eau. C'est le paramètre le plus difficile à déterminer puisqu'il participe à la rhéologie du béton frais souhaitée, mais d'autres paramètres influencent cette quantité : la réactivité du ciment, la quantité de superplastifiant et son degré de compatibilité avec le ciment. La meilleure façon d'obtenir le bon rapport entre la quantité d'eau et le superplastifiant est d'utiliser un plan d'expérience (ROUGERON et AITCIN, 1994), mais comme cela n'est pas toujours pratique, on peut se référer à une approche simplifiée basée sur le concept de point de saturation. Pour déterminer ce point de saturation, on peut réaliser des essais sur coulis, au cône de Marsh selon la méthode de l'AFREM (DE LARRARD *et al.*, 1996) ou selon la méthode de l'université de Sherbrooke (AITCIN, 2001).

- Le dosage en superplastifiant. Celui-ci se déduit du dosage au point de saturation. Lorsqu'il n'est pas connu, il est conseillé de commencer par un dosage à 1 %, ce qui sera le cas ici. Le superplastifiant retenu est le haut réducteur d'eau Viscocrete Tempo 10 de Sikatop.

- Dosage en gros granulats. Le dosage en gros granulats peut être déduit de la forme de ceux-ci. Ici, le dosage doit rester proche du R30A7, le dosage retenu sera donc celui du R30A7 : 1008 kg/m<sup>3</sup>.

- Teneur en air : Lorsque le rapport E/L est faible, les combinaisons ciment-superplastifiants n'entraînent pas toujours la même quantité d'air. L'expérience montre qu'il est difficile de fabriquer des BHP avec moins de 1 % d'air piégée et que l'on peut parfois atteindre 3 %. C'est pourquoi certains auteurs recommandent de partir d'une valeur de 1,5 % et de vérifier ensuite cette quantité sur les gâchées d'essais. Il faut donc prévoir des mesures à l'aéromètre.

La méthode propose ensuite de remplir un tableau permettant d'obtenir la composition du béton par mètre cube ou pour une gâchée d'essai d'un volume donné. Ce tableau tient compte d'éventuelles corrections de la quantité d'eau dues à la teneur en eau des granulats.

### 2.2.1.2 Détermination de la teneur en eau des granulats

Les gros granulats et le sable utilisés pour nos bétons sont secs, mais lors de la fabrication du béton, une quantité d'eau va être absorbée par les granulats, et cette eau ne pourra donc servir à l'hydratation du ciment. Du fait que ces granulats sont de bonne qualité, ils n'absorbent pas beaucoup d'eau. Pour le R30A7, au vu du rapport E/C retenu (0,6), il n'a pas été jugé nécessaire de faire ces mesures mais pour le BHP, du fait de la faible quantité d'eau, il semble intéressant d'en quantifier la quantité pouvant être absorbée. Pour cela, des essais ont été réalisés selon les normes ASTM C127 et C128. La méthode de test C127 couvre la détermination de la densité et de l'absorption des gros granulats. La densité peut être

exprimée comme la densité volumique, ou une densité apparente. L'absorption est déterminée à partir de l'état saturé superficiellement sec (SSD). La méthode C128 couvre les mêmes mesures mais pour les granulats fins.

Pour les gros granulats, une quantité est sélectionnée par quartage et passée au tamis numéro 4. Le refus est ensuite saturé dans l'eau pendant 24 h. Les granulats sont alors séchés dans du papier absorbant jusqu'à qu'il n'y ait plus de film d'eau visible tout en gardant un aspect humide (état SSD). Les masses suivantes sont ensuite déterminées :  $M_{ssd}$  à l'état SSD,  $M_{hyd}$  lors d'une pesée hydrostatique et  $M_{sec}$  après stabilisation de la masse en étuve.

On peut alors calculer le pourcentage d'absorption des granulats par la formule 2-3.

$$W_a(\%) = 100 \cdot \frac{M_{ssd} - M_{sec}}{M_{sec}} \quad (2-3)$$

La valeur moyenne obtenue sur trois échantillons est de 0,043 %. Cette quantité très faible est négligeable pour la formulation de notre béton.

Pour les granulats fins, la méthode est différente. Une prise d'essais d'un kilo est réalisée par quartage. Ce sable est ensuite saturé dans l'eau pendant 24 heures. L'échantillon est alors séché doucement sous un courant d'air chaud. Régulièrement, un essai au cône est réalisé jusqu'à atteindre l'état SSD. Il s'agit d'un cône métallique normalisé que l'on remplit du sable de l'échantillon. Si au démoulage, le cône ne s'affaisse pas, l'échantillon est trop humide, s'il s'affaisse légèrement l'état SSD est atteint. Si il s'affaisse beaucoup, le séchage est trop important. Si l'on souhaite uniquement mesurer l'absorption du sable, il suffit alors de sécher à l'étuve une quantité donnée de sable dans l'état SSD et de relever la masse sèche  $M_{sec}$ . Le pourcentage d'absorption se calcule alors comme précédemment. Si l'on veut en plus connaître les différentes densités des granulats, un pycnomètre et quelques pesées supplémentaires sont nécessaires. Sur les 3 échantillons testés, le coefficient d'absorption moyen relevé est de 0,53 %, ce qui reste faible.

Il apparaît donc ici que la quantité d'eau absorbée par les granulats est très faible et peut donc être négligée dans une première approximation.

### 2.2.1.3 Composition et gâchées d'essais

Le tableau 2-2 résume la composition du BHP retenue pour la réalisation des deux premières gâchées d'essais.

	Dosage kg/m <sup>3</sup>			
<b>EAU</b>	140		<b>Superplastifiant</b>	1%
<b>Ciment</b>	420		<b>fumée de silice</b>	10%
<b>Fumée de silice</b>	46,7		<b>Rapport E/L</b>	0,3
<b>Gros granulat (0,5/8)</b>	1008			
<b>Sable 1800 µm</b>	795,4		<b>Résistance à 28 j</b>	80 Mpa
<b>Superplastifiant</b>	4,7		<b>Affaissement</b>	>200 mm
<b>TOTAL</b>	2414,7		<b>Air occlus</b>	4,5

Tableau 2-2. Composition et propriétés du béton hautes performances

La quantité de sable est légèrement inférieure à celle du R30A7 ( $838 \text{ kg/m}^3$ ), car la méthode de formulation est différente. Deux gâchées ont été coulées, l'affaissement moyen obtenu au cône d'Abrams est de 20,4 cm ce qui en fait un béton fluide. Les mesures à l'aéromètre montrent une quantité d'air occlus de 4,5 %, ce qui est supérieur au R30A7. Cette quantité importante d'air occlus peut s'expliquer par une vibration à la table de 20 s seulement en raison du risque de ségrégation plus fort que pour le R30A7 (consistance plus fluide). Les blocs sont conservés 24 h dans leurs moules (protégés de l'air ambiant par un film plastique) puis ils sont placés dans l'eau pendant 3 mois environ. A 28 jours, des essais de compression simple ont été réalisés sur les deux gâchées pour en vérifier la reproductibilité et pour vérifier si la résistance attendue est bien atteinte. Les trois essais qui ont été réalisés montrent une résistance moyenne de 81,5 MPa avec une très faible dispersion, signe d'une bonne reproductibilité du béton (écart type de 0,17). La résistance prévue est donc bien atteinte.

Des mesures de porosité ont ensuite été effectuées. La figure 2-8 montre la cinétique de séchage en étuve à  $50^\circ\text{C}$  (courbe de la variation relative de masse en fonction du temps), pour 4 petits échantillons de  $2 \times 2 \text{ cm}$ . Ces courbes permettent de calculer ensuite la porosité accessible à l'eau. La figure 2-9 montre les résultats des mesures de porosimétrie au mercure réalisés sur deux échantillons utilisés pour les mesures de porosité à l'eau.

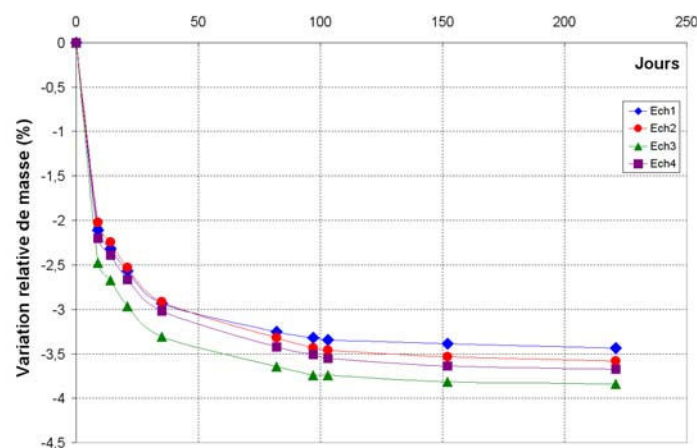


Figure 2-8. Cinétique de séchage du BHP : évolution de la variation relative de masse en fonction du temps de séchage

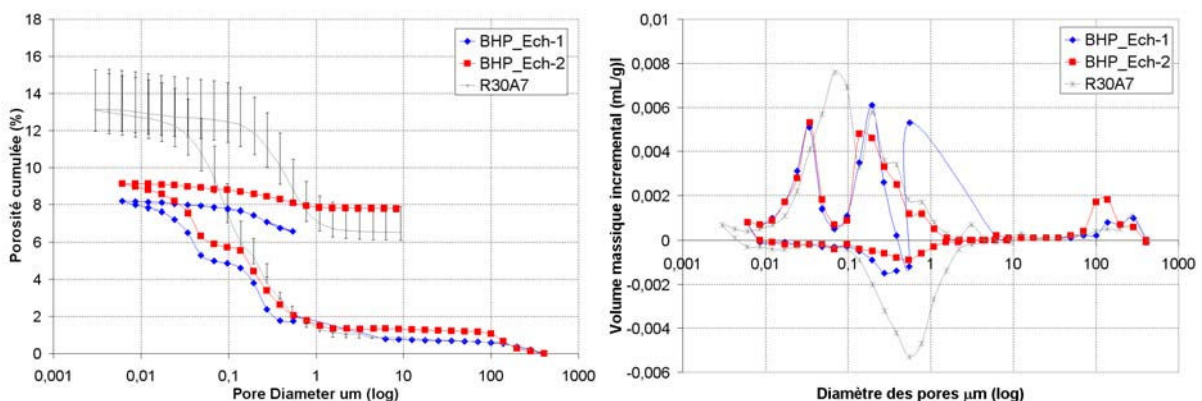


Figure 2-9. Porosimétrie mercure du BHP et du R30A7. A gauche : évolution de la porosité cumulée en fonction du diamètre des pores. A droite : évolution du volume massique incrémental de mercure injecté en fonction du diamètre des pores

Les courbes de cinétique de séchage (figure 2-8) montrent un temps de séchage beaucoup plus long que le R30A7 (220 jours au lieu de 30 à 40 jours pour le R30A7), et présentent une dispersion non négligeable des résultats (jusqu'à 10 %) mais cela peut être expliqué par la taille restreinte des échantillons qui est faible au regard du volume représentatif de l'échantillon. Toutefois le choix de cette taille permet de sécher plus rapidement les échantillons. La porosité moyenne accessible à l'eau obtenue est de 8,8 %, ce qui est plus faible que celle du R30A7 (12 %). On a donc bien diminué la porosité des pores interconnectés accessibles à l'eau. Les courbes de porosimétrie mercure obtenues sur le BHP (figure 2-9 à gauche) montrent une porosité cumulée moyenne de 8,7 %. Cette valeur est cohérente avec celle obtenue à l'eau, et les deux essais présentent une dispersion plus faible que le R30A7. La figure 2-9 à droite montre que l'on a une diminution significative de la quantité de pores ayant un diamètre proche de 0,1  $\mu\text{m}$ , ce qui tend à correspondre à l'échelle de taille de la porosité capillaire. Cette diminution peut être attribuée à l'effet combiné de la diminution du rapport E/C et de l'utilisation de fumées de silice. Ce résultat est encore une fois à prendre avec précaution au vu des limites de la porosimétrie au mercure (*cf.* 2.1.3) mais on peut raisonnablement écrire que l'on a bien diminué la porosité du béton à l'échelle des capillaires.

Au vu de ces résultats, la formulation d'un béton peu poreux de type BHP est considérée comme validée.

### 2.2.2 Formulation du BAE

La formulation du béton à air entraîné reprend exactement celle du béton R30A7 mais avec l'ajout d'un agent entraîneur d'air Sika AER (Sika).

La plage d'utilisation conseillée est de 0,01 à 1 % du poids de ciment. Plusieurs gâchées ont été mises en œuvre pour réaliser des mesures d'air occlus à l'aéromètre, afin de choisir le dosage en air entraîné. Ainsi le dosage retenu est de 0,05 % du poids de ciment, ce qui donne une quantité d'air occlus de 8,5 %. Le tableau 2-3 montre donc la formulation retenue pour le béton à air entraîné.

	Dosage $\text{kg/m}^3$			
<b>EAU</b>	169		<b>Entraîneur d'air</b>	0,05%
<b>Ciment</b>	263		<b>E/C</b>	0,6
<b>Gros granulat (0,5/8)</b>	1008			
<b>Sable 1800 <math>\mu\text{m}</math></b>	838		<b>Résistance à 28 j</b>	24 MPa
<b>Entraîneur d'air</b>	0,13		<b>Affaissement</b>	12
<b>TOTAL</b>	2278		<b>Air occlus</b>	8,5

Tableau 2-3. Composition et caractéristiques du béton à air entraîné

La composition est identique à celle du R30A7. 2 gâchées d'essais ont été réalisées. L'affaissement moyen au cône d'Abrams est plus élevé que pour le R30A7, cela s'explique par le pouvoir fluidifiant des entraîneurs d'air. Les blocs sont conservés de la même manière que le BHP où le R30A7 : 24 h dans le moule puis dans l'eau. Trois essais de compression simple sont réalisés à 28 jours. La valeur moyenne de résistance obtenue est de 24 MPa avec un écart type de 0,07 MPa. Le béton est donc bien homogène au sein d'un bloc et semble reproductible entre 2 blocs. La valeur de résistance atteinte plus faible que le R30A7 était



attendue au vu de l'augmentation de la porosité ( $5 \times 5\% = 25\%$  de perte de résistance, soit une résistance de 23 MPa environ).

De la même manière que pour le BHP des mesures de porosité ont été effectuées. La figure 2-10 montre la cinétique de séchage (courbe du pourcentage de variation de masse relative en fonction du temps) de 5 petits échantillons de  $2 \times 2$  cm. La figure 2-11 montre les résultats de mesure de porosité au mercure des deux des petits échantillons de BAE et les résultats du R30A7.

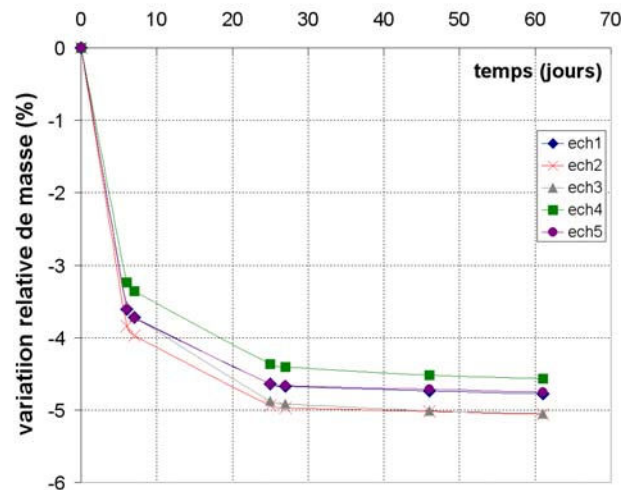


Figure 2-10. Cinétique de séchage du béton à air entraîné à l'étuve à 50°C : pourcentage de variation relative de masse en fonction du temps

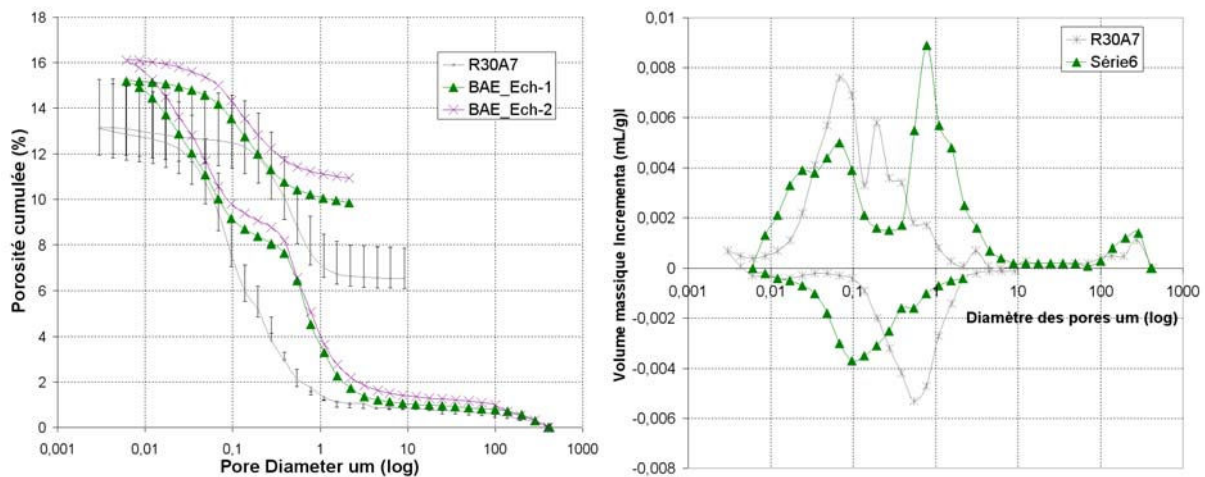


Figure 2-11. Porosimétrie au mercure du BAE et du R30A7. A gauche : évolution de la porosité cumulée en fonction du diamètre de pores. A droite : Evolution du volume massique incrémental de mercure injecté en fonction du diamètre des pores

La cinétique de séchage du BAE est bien plus rapide (60 jours) que celle du BHP. La forte dispersion des résultats s'explique comme précédemment par la taille des échantillons. La porosité moyenne obtenue à partir de ces courbes de séchage est de 10,8 %. Cette valeur est étonnamment plus faible que celle du R30A7. L'étude a donc été refaite sur d'autres petits échantillons pour obtenir la même valeur. Dans le même temps la porosité au mercure donne une valeur moyenne de porosité de 15,6 %, ce qui est bien supérieur au R30A7. La porosimétrie mercure montre que la porosité a bien été augmentée particulièrement pour un diamètre de pore de 1  $\mu m$ . Il semble que la porosité capillaire est légèrement été réduite par



rapport au R30A7. Cela peut s'expliquer par le pouvoir fluidifiant de l'entraîneur d'air et par les agents plastifiants qui y sont ajoutés, qui permettent une meilleure hydratation du ciment et donc de diminuer la porosité capillaire.

## 2.3 Mise en œuvre des essais

Quel que soit le type d'essais à réaliser, les échantillons doivent être préparés et instrumentés. Ce paragraphe présente ces étapes préliminaires ainsi que les dispositifs expérimentaux d'essais utilisés dans cette étude.

### 2.3.1 Préparation des échantillons à l'essai

La préparation des échantillons se décompose en trois phases. Il faut d'abord préparer la surface latérale de l'échantillon. Puis dans un deuxième temps, celui-ci doit être instrumenté. Enfin la dernière étape consiste à protéger l'échantillon du fluide de confinement.

#### 2.3.1.1 Préparation de la surface latérale de l'échantillon

Cette étape est nécessaire pour les essais sous confinement. L'objectif est de reboucher les porosités de surface autour de l'échantillon. Sans ce rebouchage et sous l'action de la pression de confinement, ces porosités peuvent s'ouvrir et endommager les jauges de déformation qui seront collées. De plus, l'ouverture peut causer une perforation des membranes de protection et donc conduire à une infiltration du fluide de confinement. Ce problème a bien été mise en évidence par Vu (VU *et al.*, 2009).

Cette étape de rebouchage commence par l'ouverture des porosités de surface. A l'aide d'une fraiseuse (Dremel) équipée d'une pointe à diamants, les porosités sont ouvertes de manière conique comme le montre la figure 2-12.



Figure 2-12. Ouverture des porosités de surface

Un mortier thixotrope (SIKATOP SF-126) ayant des propriétés mécaniques proches du béton de référence R30A7 est ensuite utilisé (caractéristiques en en table 2-4) pour le rebouchage de ces porosités.

Densité	2,1
Granulométrie	0 à 1 mm
Résistance mécanique en compression simple (à 20°C)	à 2 jours: 28 MPa

Tableau 2-4. Caractéristique du mortier de rebouchage Sikatop SF-126

Les échantillons sont ensuite placés quelques secondes dans une cloche à vide pour bien faire pénétrer le mortier dans les pores. Après 24 h, les échantillons sont passés sur un touret équipé d'un ruban abrasif afin d'enlever le surplus de mortier.

### 2.3.1.2 Instrumentation

Pour mesurer localement la déformation de l'échantillon, celui-ci est équipé de jauges de déformations. Pour des essais de compression simple, on colle deux jauges axiales et deux jauges orthoradiales diamétralement opposées comme le montre la figure 2-13. Pour les essais triaxiaux avec la presse GIGA, seules une jauge axiale et deux orthoradiales sont collées en raison du nombre limité de connections à travers la cellule de confinement.

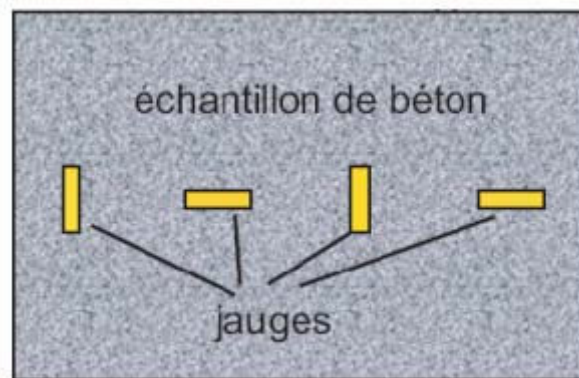


Figure 2-13. Positionnement des jauges de déformations sur la surface développée de l'échantillon

Du fait des grandes déformations rencontrées lors des essais sous fort confinement, la colle utilisée pour ces jauges doit être capable de subir ces grandes déformations. La couche de colle doit être la plus fine possible pour qu'elle n'ait pas d'influence sur la mesure de la jauge. La colle Vishay M-Bond GA-2 a été choisie pour répondre à ces critères. Elle est donc utilisée pour tous les types d'essais. Le protocole de collage est celui employé dans les travaux de Vu (VU *et al.*, 2009). Sur les échantillons secs, le collage ne pose pas de problèmes particuliers si ce n'est la minutie nécessaire au centrage des jauges. Une fois la colle appliquée sous toutes les jauges, on place l'échantillon dans une membrane pour appuyer uniformément sur les jauges pendant toute la durée du séchage, ce qui permet de garantir une couche fine et uniforme de colle.

Pour les échantillons saturés ou très humides, le protocole est différent et plus délicat, car un collage direct de la jauge ne fonctionne pas à cause de l'humidité. Il faut de plus protéger l'échantillon de l'air ambiant pour éviter que son degré de saturation ne change. L'échantillon est donc placé dans une membrane de latex plus longue que lui, des éponges humides sont placées aux extrémités et un film plastique protège ces extrémités comme le montre la figure 2-14.



Figure 2-14. Protection et préparation au collage des échantillons saturés

Ces éponges permettent de garder l'échantillon à saturation. Des fenêtres sont ensuite pratiquées dans la membrane au niveau où les jauges vont être collées. La zone de collage est légèrement séchée à l'aide d'un pistolet chauffant puis une première couche de colle est appliquée. C'est sur cette dernière couche après séchage que l'on vient coller la jauge avec la procédure habituelle. C'est à l'heure actuelle le seul moyen trouvé pour espérer conserver le signal des jauges. Il peut être intéressant d'ajouter en plus une pâte isolante (Dow Corning) sur la jauge afin de la protéger des éventuels suintements qui pourrait la court-circuiter. Même avec toutes ces précautions, il est difficile d'être sûr que l'on conservera les signaux pendant l'essai d'où la mise au point d'un capteur de déformation radiale (cf. 2.4).

Pour les essais sans confinement (compression ou traction uniaxiale), il suffit de connecter ces jauges au système d'acquisition de la presse utilisée alors que pour les essais sous confinements, l'échantillon doit encore être protégé.

### 2.3.1.3 Protection des échantillons testés sous confinement

Une seconde protection des jauges est ajoutée : le bouclier. Il s'agit d'une pièce thermoformée en co-polyester PETG (Veralite 200) qui épouse la forme de l'échantillon. Cette pièce légèrement plus grande que les dimensions des jauges permet de répartir la pression de confinement sur les côtés et donc de limiter encore le poinçonnement des jauges. De plus, cela permet d'éviter que les câbles des jauges ne soient sectionnés lors de l'ouverture éventuelle de pores. La figure 2-15 montre une jauge équipée de son bouclier et de ses câbles.

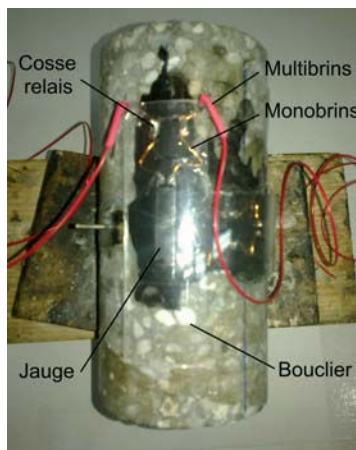


Figure 2-15. Echantillon instrumenté avec son bouclier

Des fils monobrins sont utilisés pour récupérer le signal de la jauge jusqu'à sa cosse relais, puis de cette cosse jusque sur le bouclier. Enfin des câbles multibrins sont soudés pour permettre de sortir le signal des jauges de l'échantillon vers le système d'acquisition.

Il reste à protéger l'échantillon du fluide de confinement appelé DOZ (di-2-éthylhexylazelate). Pour cela, une membrane multicouche va être mise en place. La difficulté réside dans la réalisation de l'étanchéité du passage des câbles à travers ces membranes.

Les deux premières membranes sont en latex de 2 mm d'épaisseur pour offrir une bonne résistance au poinçonnement lorsque des porosités vont s'ouvrir sous l'effet de la pression. Ensuite, on place encore 3 membranes en latex de 1 mm d'épaisseur. Il y a donc 7 mm de latex. Ce matériau peut malheureusement être endommagé chimiquement par le DOZ. Une membrane supplémentaire en néoprène est donc placée pour protéger le latex des agressions chimiques du DOZ. La figure 2-16 montre un schéma de principe de la protection par membrane multicouche.

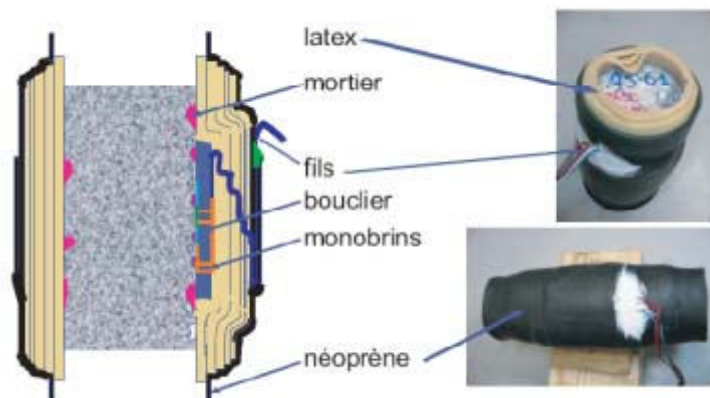


Figure 2-16. Schéma en coupe et photos de la protection de l'échantillon

Pour mettre en place ces membranes un système a été mis au point. La membrane est placée autour d'une chambre à air cylindrique pouvant être gonflée grâce à un compresseur. Cela permet de placer la membrane autour d'un tube d'un diamètre supérieur à l'échantillon. L'échantillon est ensuite centré dans ce tube et la membrane est rabattue dessus. La figure 2-17 illustre la méthode employée.



Figure 2-17. Dispositif de mise en place des membranes

Deux trous sont percés pour faire passer les câbles des jauges. L'opération est répétée pour chaque membrane en latex. La membrane en néoprène est placée en deux parties se chevauchant sur au moins 3 cm. Les câbles sortent dans cette zone de chevauchement. Pour

éviter que le fluide de confinement ne s'infiltré par cette zone, une pâte silicone mono composant (Rhodorsil CAF4) est appliquée sur toute la zone de recouvrement.

## 2.3.2 Dispositifs expérimentaux d'essais

Deux presses sont utilisées dans les campagnes d'essais. La presse Schenck est utilisée pour les essais de compression simple et de traction directe. La presse GIGA est utilisée pour les essais triaxiaux sous forts confinements, et les essais oedométriques.

### 2.3.2.1 La presse Schenck

La presse Schenck est le dispositif expérimental utilisé pour caractériser le comportement du béton en sollicitations uniaxiales de traction et de compression. Ces essais sont importants notamment pour déterminer les paramètres élastiques du béton. Il s'agit d'une presse servo-hydraulique Schenck Hydropuls, d'une capacité de 1 MN dont la vitesse du vérin peut être contrôlée entre  $3 \cdot 10^{-7}$  et  $2 \cdot 10^{-3} \text{ m.s}^{-1}$ . Cette presse est également équipée d'un capteur de force et d'un capteur de déplacement du vérin. La figure 2-18 montre une vue d'ensemble de cette presse.



Figure 2-18. Vue d'ensemble de la presse Schenck

Les essais réalisés sont pilotés en déplacement, ce qui permet d'observer le comportement adoucissant post-pic. Pour les essais de compression simple, l'échantillon instrumenté avec ses jauges (cf. paragraphe précédent) est positionné au centre du plateau de la presse. Pour limiter les effets d'erreur de parallélisme entre les deux faces de l'échantillon, une plaque équipée d'une rotule est positionnée entre le vérin et l'échantillon. La figure 2-19 montre une vue du dispositif.



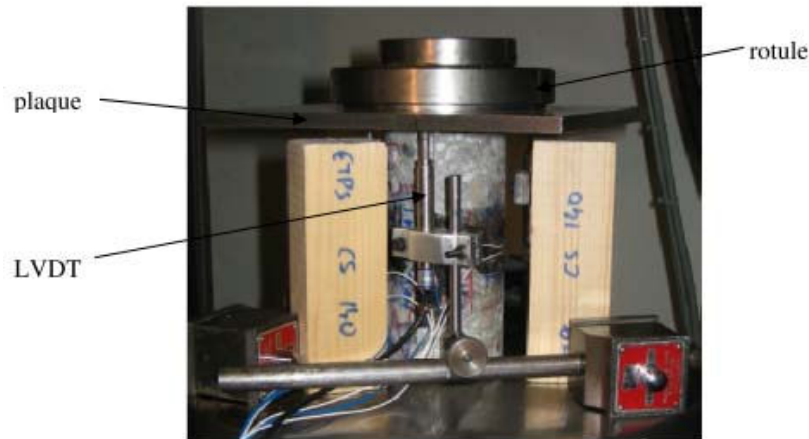


Figure 2-19. Vue de l'échantillon en place sur le plateau de la presse

Trois capteurs LVDT sont ensuite disposés verticalement autour de l'échantillon à  $120^\circ$ . Etant en appui sur la plaque rotulée, ils permettent de mesurer le déplacement de cette plaque et donc celui de l'échantillon. Ces capteurs permettent d'avoir une mesure globale de la déformation axiale pendant tout l'essai. En effet en phase post-pic, la mesure des jauges collées sur l'échantillon n'a plus de sens du fait de la localisation de la déformation.

Il est important de noter que de manière générale, les déformations obtenues par les LVDT sont supérieures à celles obtenues par les jauges axiales collées sur l'échantillon. Si la préparation de l'échantillon n'est pas rigoureuse, cet écart peut s'expliquer par l'écrasement de l'interface qui n'est jamais parfaite. En revanche, si la préparation est rigoureuse l'écart reste assez faible et peut s'expliquer par la déformation de la plaque métallique entre la rotule et l'échantillon. En recalant les signaux du LVDT avec ceux des jauges, il apparaît que la déformation de la plaque est proportionnelle à la contrainte appliquée, et fonction également d'un éloignement donné à l'échantillon. Une plaque plus rigide permettrait de s'affranchir de ces effets.

Une autre solution a été développée durant cette thèse, en utilisant un collier de mesure de type extensomètre, équipé de trois LVDT axiaux et un radial. Des essais de compression ont été réalisés pour tester ce système de mesure. La figure 2-20 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et radiales obtenues sur deux essais de compression simple sur deux échantillons de béton distincts. Sur le graphe de gauche, on peut voir les signaux des jauges et de la moyenne de trois LVDT disposés à  $120^\circ$ . Sur le graphe de droite, on voit les signaux des jauges et ceux de l'extensomètre.

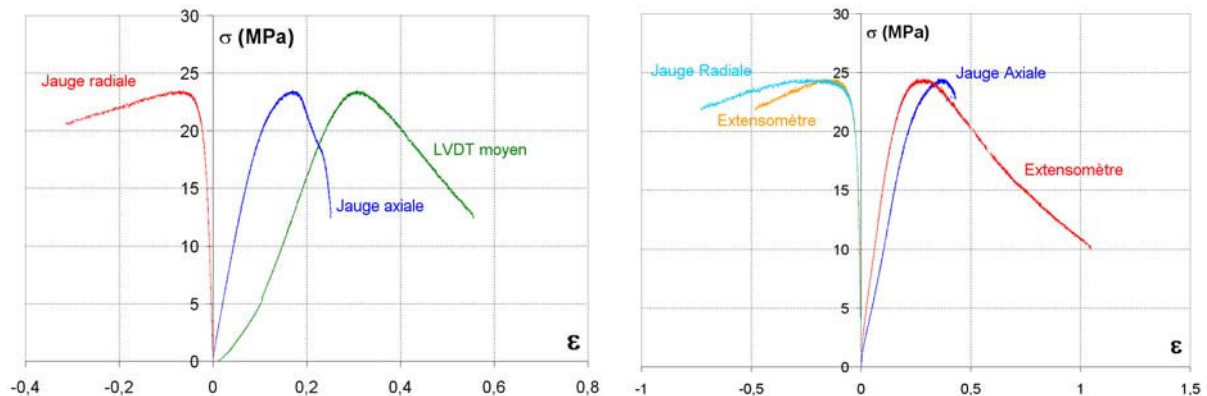


Figure 2-20. Essais de compression simple sur deux bétons. A gauche : Evolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et radiales données par les jauges et les LVDT. A droite : même évolutions mais pour les jauges et l'extensomètre

La déformation mesurée au moyen des trois LVDT présente une forte non linéarité jusqu'à 5 MPa, ce qui correspond à la mise en place des plateaux et à une déformation des interfaces. Le signal peut donc être recalé sur celui de la jauge. Il subsiste néanmoins un écart non négligeable entre le signal des jauges et ceux des LVDT ( $> 0,1 \%$  de déformation). Pour l'extensomètre, le signal du LVDT orthoradial montre une très bonne cohérence avec les jauges orthoradiales jusqu'à la rupture. Pour les signaux axiaux, un écart significatif, difficile à expliquer, est observé. Cet écart est tout de même sensiblement plus faible que pour le système avec les LVDT mesurant le déplacement entre les plateaux de la presse.

### 2.3.2.2 La presse GIGA

La presse GIGA est le dispositif majeur des campagnes d'essais sur béton sous fort confinement. Les travaux de thèse de Gabet et Vu (GABET, 2006) (VU, 2007) ont permis de relever le défi que constitue la préparation et la réalisation des essais sur cette machine. Le paragraphe précédent (*cf.* 2.3.1) a souligné les difficultés liées à la fabrication, la préparation et l'instrumentation des échantillons. On présente ici les caractéristiques et le fonctionnement de la presse GIGA, ainsi que les différentes chaînes de mesure permettant d'étudier le comportement du béton.

#### Description générale de la presse

La presse GIGA a été développée par la société Thiot ingénierie pour une commande du CEA Gramat, dans le but d'étudier le comportement du béton sous fort confinement. Elle a été installée au laboratoire 3SR en 2004 (THIOT, 2004). Elle occupe environ  $25 \text{ m}^2$  au sol pour une hauteur de 4 m. La figure 2-21 en montre une vue générale. Un intérêt de cette presse est de permettre l'utilisation d'échantillons de dimensions relativement importantes (14 cm de hauteur pour 7 cm de diamètre) vis-à-vis des niveaux de contraintes atteints (0,85 MPa de confinement, 2,3 GPa de contrainte axiale).

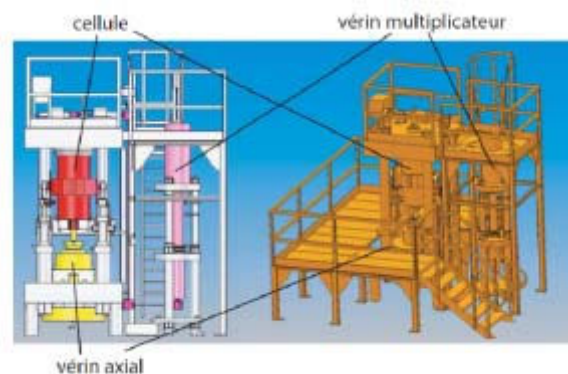


Figure 2-21. Vue générale schématique de la presse GIGA

La presse est essentiellement composée de trois parties : le système de vérin multiplicateur, le vérin principal et l'enceinte de confinement.

Le système de vérin multiplicateur permet d'engendrer la pression de confinement. Deux circuits, basse et haute pression, sont remplis d'un fluide de confinement organique non volatil, choisi pour sa faible compressibilité et son caractère non-inflammable : le DOZ (2-ethylhexylazelate). Le système de vérin multiplicateur relie les circuits haute et basse pression

avec un rapport de section de 40. Les 25 MPa du circuit basse pression permettent d'atteindre 1 GPa dans le circuit haute pression. Du fait d'un coefficient de sécurité, cette valeur est ramenée à 850 MPa (pression maximale de service). En pratique, les essais triaxiaux ne peuvent être conduits qu'à des pressions maximales de 650 MPa, en raison de la compressibilité du DOZ et de l'arrivée en fin de course du vérin multiplicateur.

Le vérin principal axial a une capacité de 13 MN. Il est situé sous l'enceinte de confinement et permet d'appliquer un chargement axial à l'échantillon.

L'enceinte de confinement est l'élément central de la presse (figure 2-22). Le fluide de confinement issu du circuit haute pression est injecté à l'intérieur par le bouchon supérieur. L'effort du vérin axial est transmis à l'échantillon par l'intermédiaire du piston axial et des enclumes. Un capteur de force est inséré entre l'enclume inférieure et le piston axial.

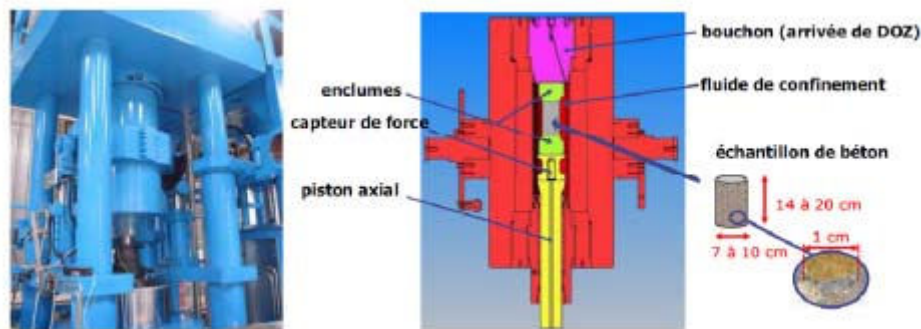


Figure 2-22. Photos et vue en coupe de la cellule de confinement de la presse GIGA

Préalablement à l'insertion de l'échantillon dans l'enceinte de confinement, celui-ci est placé dans un équipement mobile spécialement adapté. Ce dispositif est présenté sur la figure 2-23



Figure 2-23. Photo et schémas de l'équipage mobile

L'équipage mobile joue plusieurs rôles. Il permet de maintenir l'alignement et le centrage de l'échantillon et de ses enclumes dans l'enceinte pendant la préparation et durant l'essai. Mais il sert également de support au capteur LVDT pour une mesure axiale de la déformation de l'échantillon. Il est possible d'ajouter sur ce porte échantillon des corps-morts permettant de réduire le volume libre dans l'enceinte et donc d'augmenter sensiblement la pression de confinement appliquée.

La presse GIGA est biaxiale de révolution, on peut donc agir sur deux contraintes principales. L'asservissement entre la pression hydrostatique appliquée *via* le fluide confinement, et le chargement axial du vérin permettent d'appliquer différents trajets de chargements comme le montre la figure 2-24.



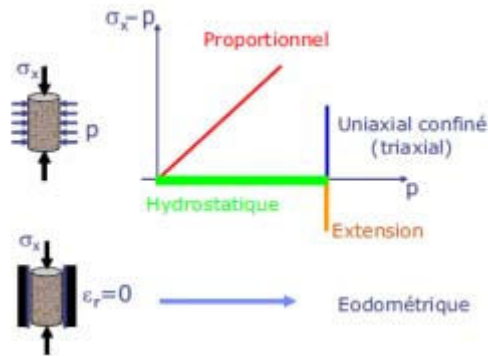


Figure 2-24 Trajets de chargement applicables sur la presse GIGA (POINARD, 2010)

- L'essai hydrostatique consiste à appliquer une pression de confinement uniforme autour de l'échantillon. La pression latérale est appliquée *via* le DOZ et la pression axiale *via* le fluide qui appuie sur les enclumes. La vitesse de charge et décharge (jusqu'à 1,7 MPa/s), le type de chargement (monotone ou cyclique) et la transition charge décharge sont entièrement réglables par l'opérateur.
- L'essai triaxial se fait en deux étapes. Un chargement hydrostatique est d'abord appliqué. La seule différence par rapport à l'essai hydrostatique est que le contact entre le vérin et les enclumes est préalablement établi. La deuxième étape consiste à venir écraser l'éprouvette par le biais du vérin tout en maintenant la pression de confinement constante. La décharge se fait en reculant le vérin jusqu'à arriver à un niveau de contrainte correspondant à celui de la pression hydrostatique, puis le vérin multiplicateur fait diminuer le confinement jusqu'au retour à pression atmosphérique. La vitesse de déformation est réglable dans les deux étapes et on peut réaliser des essais monotones ou cycliques.
- Le chargement d'extension est proche du triaxial. L'essai débute par une montée en pression hydrostatique jusqu'à la valeur de consigne, puis la contrainte axiale est diminuée tout en maintenant la pression radiale constante.
- Le chargement proportionnel consiste à réaliser une compression triaxiale tout en maintenant le rapport de la contrainte radiale sur la contrainte axiale constant. Le coefficient de proportionnalité peut varier entre 0,1 et 1 (1 étant le chargement hydrostatique).
- L'essai oedométrique consiste à appliquer une contrainte axiale tout en maintenant les déformations radiales nulles. Pour cela, on utilise un échantillon cylindrique de dimensions 10\*10 cm que l'on insère dans une chemise en acier cylindrique équipée d'une jauge de pilotage. Cette jauge permet d'asservir la mesure de la déformation de la chemise à la pression de confinement et donc de maintenir les déformations radiales nulles. En toute rigueur, cet essai n'est pas tout à fait oedométrique vu que la mesure de la déformation radiale se fait sur la chemise en acier et non sur l'échantillon lui-même.
- Il est également possible de réaliser des essais de compression simple. Mais le pilotage se fait manuellement : le vérin écrase l'éprouvette à la demande de l'opérateur. Vu que les commandes manuelles sont assez peu précises (jusqu'à 10  $\mu\text{m}$  par à-coup), il est préférable d'utiliser la presse Schenck pour ce type d'essai.

### Présentation des chaînes de mesure

Le comportement mécanique d'un matériau est défini par la relation entre la déformation et la contrainte appliquée. Ces deux grandeurs doivent donc être mesurables au cours des essais. Les grandeurs mesurables peuvent être classées en deux catégories. Les grandeurs « actives » telles que la pression ou le déplacement du vérin, qui sont utilisées pour le pilotage de l'essai

ainsi que les grandeurs « passives », telles que les déformations qui permettent de fournir un état à un instant donné.

### *Mesure des déformations*

Les échantillons utilisés étant cylindriques, il est nécessaire de pouvoir mesurer les déformations axiale, radiale et orthoradiale (coordonnées cylindriques). Les essais étant biaxiaux de révolution et le béton considéré comme isotrope dans le plan  $(r, \theta)$ , les déformations axiale et radiale sont supposées identiques. Ce point sera d'ailleurs vérifié avec le capteur de déformation radiale. Ainsi la déformation volumique peut se calculer à l'aide l'équation 2-4 :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_r + \varepsilon_\theta = \varepsilon_x + 2.\varepsilon_r = \varepsilon_x + 2.\varepsilon_\theta \quad (2-4)$$

Du fait des fortes pressions de confinement liées à l'utilisation de la presse GIGA, il est difficile de garantir l'intégrité de l'ensemble des mesures de déformations. Ainsi il est intéressant de multiplier les systèmes de mesures. Pour la presse GIGA, on dispose de plusieurs systèmes :

- Le LVDT axial inséré dans l'équipage mobile. Cette mesure assez robuste est bien maîtrisée et relativement précise. Il s'agit d'une mesure « globale » de la variation de longueur de l'échantillon. L'inconvénient est que ce capteur est sensible à la pression.
- Les jauges axiales et radiales collées sur l'échantillon. Ces jauges permettent de fournir une mesure précise de la déformation. Puisqu'elles fournissent une mesure locale de la déformation, leur taille est choisie pour être significative par rapport au volume élémentaire représentatif de l'échantillon. De plus, elles sont insensibles à la pression. En contrepartie, le dispositif est peu robuste et la chaîne de mesure se rompt facilement.
- Le capteur de déplacement du vérin. Celui-ci permet en cas de rupture des jauges et du LVDT axial, de pouvoir mesurer la déformation axiale. Du fait qu'il prend en compte la déformation du piston, du capteur de force et des enclumes, sa mesure est moins précise et nécessite des corrections. Il est surtout utilisé dans le cas des essais oedométriques.
- Le capteur de déformations radiales. Ce capteur développé dans cette thèse et présenté dans la partie suivante (cf. 2.4), permet de doubler la mesure des déformations radiales des jauges.

Il est important de remarquer que l'utilisation du LVDT et des jauges implique de faire sortir les câbles de l'enceinte de confinement. Pour cela, les câbles des jauges et du LVDT sont connectés aux câbles d'enceinte qui eux sortent du bouchon inférieur par le biais de ponts étanches. Ces passages étanches constituent une fragilité supplémentaire dans la chaîne de mesure des déformations puisqu'ils sont sujets à l'attaque chimique du DOZ et à des hautes pressions. Ces passages ont de plus un nombre limité de connections possibles. Lorsqu'ils sont tous fonctionnels, il est possible d'utiliser un LVDT et 4 jauges ou un LVDT, 3 jauges et le capteur de déformations radiales.

### *Traitement des signaux des capteurs de pression et de force*

Le capteur de pression permettant de connaître la pression appliquée  $p$  dans l'enceinte est situé à l'entrée de la cellule de confinement. Il permet d'obtenir directement la pression de confinement appliqué à l'échantillon avec une précision de 1 %. Il est régulièrement étalonné (annuellement) et n'a jamais montré de dérive significative.

Le capteur de force utilisé est situé entre le piston axial et l'enclume inférieure de l'échantillon. Il s'agit d'une pièce métallique se déformant élastiquement pour une gamme de force jusqu'à 7 MN. Il est à noter que le capteur étant dans l'enceinte, il permet une mesure de la force déviatorique  $F_d$  définie par l'équation 2-5 :

$$F_d = F_{axial} - p.S_{piston} \quad (2-5)$$

Les conditionneurs de la presse fournissent un signal en nombre de points. Un étalonnage du capteur permet de remonter à une valeur en Newton. Les équations 2-6 et 2-7 relient la force mesurée  $F_{mes}$  à la force déviatoire  $F_d$  et à la pression  $p$ .

$$F_{mes} = \frac{F_d}{K_1} + K_2.p \quad (2-6)$$

$$D'où : F_d = K_1(F_{mes} - K_2.p) \quad (2-7)$$

$K_1$  est un coefficient correctif de l'effet de l'effort axial sur le capteur de force. Il est déterminé en utilisant un capteur de force étalon, en réalisant un essai de compression simple. La précision de ce coefficient est de 1 %.  $K_2$  est un coefficient correctif de l'effet de la pression. Il est déterminé avec une précision de 3 % en réalisant un essai hydrostatique sur un échantillon de carbure de tungstène. Les deux coefficients ne montrent pas de dérives significatives si l'utilisation du capteur reste dans la gamme de force spécifiée. Toutefois, des étalonnages sont effectués régulièrement par précaution.

#### *Traitement du signal du LVDT*

L'utilisation du capteur LVDT pour les essais sous forts confinements nécessite quelques précautions. Lors d'un essai hydrostatique sur un matériau aussi rigide que le carbure de tungstène, le LVDT relève des déformations d'extensions plutôt que la compression attendue (VU, 2007). En phase déviatoire d'essais triaxiaux, le signal du LVDT donne des déformations légèrement plus importantes que les jauges. Plusieurs points ont été développés dans les travaux de thèse de Vu, pour expliquer ces observations. Dans la phase hydrostatique l'explication vient de la faible rigidité de la tige du LVDT par rapport au carbure de tungstène, qui fait que cette tige subit une déformation due à la pression bien supérieure à l'échantillon. En phase déviatoire, le niveau de déformation légèrement plus élevé vient du système de fixation du LVDT. Le LVDT étant fixé sur les enclumes, le déplacement qu'il mesure prend en compte à la fois le déplacement de l'échantillon et celui des enclumes qui se déforment également à ce niveau de contrainte. Il est donc nécessaire de connaître la déformation des enclumes. A noter que l'importance de ces effets sur les matériaux très rigides tend à diminuer sur des matériaux comme le béton, mais il faut tout de même les prendre en compte.

L'équation 2-8 relie le déplacement  $u_{lvd}$  de l'échantillon au déplacement  $u_{brut}$  mesuré, à la pression  $p$  et à la force déviatoire  $F_d$ .

$$u_{lvd} = u_{brut} - k_p.p - k_d.F_d \quad (2-8)$$

Le coefficient  $k_p$  est le coefficient correctif lié à l'effet de la pression, et  $k_d$  celui relié à l'effet du déviateur. Ces coefficients semblent constants au cours du temps et également lorsqu'on remplace le LVDT. On donne :

$$k_p = -2,25.10^{-2} \text{ mm.MPa}^{-1} ; k_d = 3,6.10^{-5} \text{ mm.kN}^{-1}$$

### *Traitement du signal des jauges*

Les jauges utilisées sont des jauges Vishay EP08-CBE-120 Ohms. Elles sont insensibles à la pression et elles sont adaptées aux grandes déformations (>10 %). Leur longueur de 2,5 cm doit permettre de mesurer la déformation du matériau considéré comme homogène. Dans cette étude, le diamètre maximal des granulats ainsi que des plus grosses porosités sont de l'ordre du centimètre, les jauges utilisées sont donc d'une longueur suffisante.

Les mesures relevées par le système d'acquisition sont données en nombre de points. Des étalonnages des conditionneurs permettent de convertir ces valeurs en Ohms.

La mesure repose sur la variation de résistance du réseau de fil de la jauge. Cette variation de résistance est reliée proportionnellement à la déformation incrémentale de la jauge par la formule 2-9.

$$\frac{\partial R}{R} = K \cdot \frac{\partial L}{L} \quad (2-9)$$

$K$  est le facteur de jauge, spécifié par le fabricant ( $K=2,065$ ). Ce coefficient varie avec la température comme le montre la formule 2-10.

$$K = K_0 \cdot (1 + \alpha \cdot (T - T_0)) \quad (2-10)$$

$K_0 = 2,065$  est la valeur initiale à température ambiante.  $\alpha = 7.10^{-5} \text{ K}^{-1}$  est le coefficient de dilatation thermique,  $T_0 = 24^\circ\text{C}$  la température initiale.  $T$  est la température relevée à l'instant  $t$  de l'essai. Pour les essais avec la presse GIGA, l'élévation de la température ne provoque pas de changement notable de la valeur du facteur de jauge. Il sera donc supposé constant dans la suite.

### *Traitement des signaux en grandes déformations*

Lors d'essais triaxiaux sous fort confinement, les niveaux de déformations atteints peuvent dépasser les 10 %. Les données sont donc traitées en grandes déformations, ce qui est cohérent avec le choix d'une écriture logarithmique des déformations axiale  $\varepsilon_x$  et radiale  $\varepsilon_\theta$  comme le montre la formule 2-11 :

$$\varepsilon_x = \ln \frac{L}{L_0} ; \varepsilon_\theta = \ln \frac{\pi D}{\pi D_0} \quad (2-11)$$

$L_0$  est la longueur initiale de l'échantillon,  $D_0$  le diamètre initial.  $L$  et  $D$  sont respectivement la longueur et le diamètre de l'échantillon mesuré pendant l'essai.

En considérant une transformation successive  $\varepsilon_{0 \rightarrow i}$ , de l'état initial 0 à l'état  $i$ , on peut écrire :

$$\varepsilon_{o \rightarrow i} = \ln \frac{L_i}{L_o} = \ln \left( \frac{L_{i-1}}{L_o} \times \frac{L_i}{L_{i-1}} \right) = \ln \frac{L_{i-1}}{L_o} + \ln \frac{L_i}{L_{i-1}} = \varepsilon_{o \rightarrow i-1} + \varepsilon_{i-1 \rightarrow i} = \varepsilon_{i-1} + \partial \varepsilon_i \quad (2-12)$$

Entre chaque mesure des jauges et du LVDT, l'incrément  $\partial \varepsilon_i$  répond à l'hypothèse des petites déformations et par conséquent on peut écrire :

$$\ln \frac{L_i}{L_{i-1}} \approx \frac{L_i - L_{i-1}}{L_{i-1}} \quad (2-13)$$

Les niveaux de déformations radiales étant important, la contrainte axiale  $\sigma_{x,i}$  à l'instant  $i$  est calculée en tenant compte de la variation de section de l'échantillon selon les formules 2-14, 2-15 et 2-16.

$$\sigma_{x,i} = p_i + q_i \quad (2-14)$$

Avec  $p_i$  la pression de confinement à l'instant  $i$  (MPa) et  $q_i$  la contrainte déviatoire à l'instant  $i$  (MPa), calculé selon la formule 2-15.

$$q_i = \frac{F_{d,i}}{S_i} = \frac{4.F_{d,i}}{\pi D_i^2} \quad (2-15)$$

où  $F_{d,i}$  est la force déviatoire à l'instant  $i$  (en MN),  $S_i$  la section de l'échantillon à l'instant  $i$  (m<sup>2</sup>) et  $D_i$  le diamètre de l'échantillon à l'instant  $i$  (en m) calculé selon la formule 2-16 :

$$D_i = D_{i-1} (1 + \partial \varepsilon_{\theta,i}) \quad (2-16)$$

$D_{i-1}$  est le diamètre à l'instant  $i-1$  (en m) et  $\partial \varepsilon_{\theta,i}$  l'incrément de déformation radiale entre l'instant  $i-1$  et  $i$ .

## 2.4 Mise au point d'un capteur de déformations radiales

Ce paragraphe présente l'étude d'un nouveau capteur de déformations radiales, dédié en particulier à des éprouvettes en béton soumises aux chargements sévères (de l'ordre du GPa) liés à l'utilisation de la presse GIGA. Du fait des hautes pressions appliquées, l'instrumentation de ces échantillons avec des jauges est complexe et coûteuse (cf. 2.3). De surcroît, il est difficile de garantir une bonne adhérence entre l'échantillon et les jauges lorsque le matériau est saturé. Actuellement, la déformation axiale mesurée par les jauges est doublée par celle du LVDT axial inclus dans le système de montage. Ce dernier permet d'obtenir une mesure de la déformation moyenne de l'échantillon jusqu'à la fin du chargement (y compris la phase post-pic). Contrairement à la déformation axiale, la mesure de la déformation radiale ne dispose à l'heure actuelle pas d'un système semblable.

La littérature fait état de nombreux systèmes de mesure de déformations radiales. On pourra notamment citer les travaux de (MINDEGUIA, 2006), (FLEUREAU, 2003), (BREVET, 2005), (SCHMIDT, 2008) et (WARREN, 2004). Toutefois ces systèmes ne répondent pas aux exigences de la presse GIGA.

La solution développée ici se propose donc d'être spécialement adaptée au faible encombrement et aux pressions élevées.

## 2.4.1 Présentation du capteur

### Géométrie du capteur

L'échantillon à tester est inséré dans un équipement mobile permettant son centrage et le maintien de l'alignement avec les enclumes (cf. 2.3.2.2). Ce système de centrage et la présence de la tige du LVDT laissent très peu de place disponible autour de l'échantillon pour placer un capteur. Il y a en effet seulement 2 cm de disponible tout autour de l'échantillon. La solution retenue est présentée sur la figure 2-25. Dans sa configuration initiale, le capteur est composé d'une lame fine (0,8 mm d'épaisseur et 1 cm de largeur) en acier à haute limite d'élasticité (1200 MPa), et demi-circulaire de diamètre 95 mm. Ces dimensions sont choisies pour pouvoir l'insérer dans l'espace disponible autour de l'échantillon.

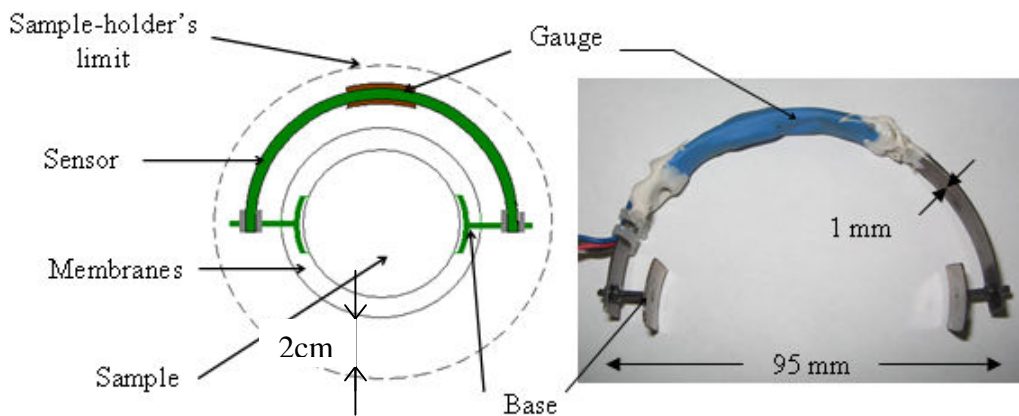


Figure 2-25. Positionnement du capteur

Deux jauges de déformation sont collées en partie centrale, l'une sur la face intérieure et l'autre sur la face extérieure. Une gaine thermo-rétractable dont les extrémités sont comblées à l'aide d'une pâte isolante permet de protéger les jauges du fluide de confinement sans modifier la raideur de la lame. Les liaisons entre l'échantillon et la lame du capteur sont constituées de patins de transmission, composés d'une tige filetée de 2 mm de diamètre soudée sur une plaque d'acier de 1 cm<sup>2</sup>. Ils sont collés diamétralement opposés sur l'échantillon avec de la colle à base de résine époxy. Les tiges filetées traversent les membranes de protection de l'échantillon et dépassent de 5 mm, permettant ainsi de fixer les deux extrémités de la lame du capteur entre deux écrous. L'étanchéité au droit des patins est assurée par de la pâte isolante CAF4 (gel de silicone durcissant).

### Analyse des déformations

La mesure de la déformation de la lame par les jauges du capteur ne permet pas d'accéder directement à la déformation radiale de l'échantillon.

Lors de l'analyse d'un essai, les signaux bruts des jauges du capteur sont convertis en valeurs ohmiques grâce à un étalonnage des conditionneurs du système d'acquisition de la presse. Ces valeurs ohmiques sont ensuite converties en déformations de la lame comme pour les jauges

collées sur l'échantillon. Des étalonnages du capteur sont ensuite utilisés pour traduire les déformations obtenues en déplacements des extrémités du capteur. Ces déplacements correspondant aux variations de diamètre de l'échantillon, il est aisé de les convertir en déformations radiales.

### Etalonnage du capteur

L'étalonnage du capteur est une étape indispensable du traitement des données issues du capteur. Le but est de déterminer les relations entre les déformations enregistrées par les jauges et les déplacements  $u$  des extrémités du capteur correspondant. La figure 2-26 montre une vue du système d'étalonnage utilisé.

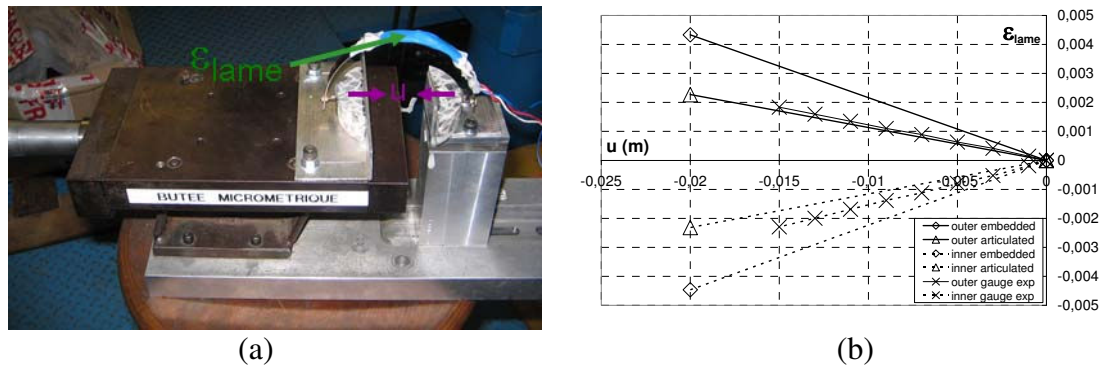


Figure 2-26. (a) : Principe du banc d'étalonnage. (b) : évolutions des déformations mesurées en fonction des déplacements imposés lors d'un étalonnage du capteur

Le système consiste en un banc micrométrique mobile sur lequel sont fixées des lunules de béton avec les patins collés. Le capteur est mis en place, chaque extrémité entre deux écrous, comme lors d'un véritable essai, le but étant de reproduire le plus fidèlement possible les conditions réelles (y compris l'utilisation du système d'acquisition de la presse). Différents déplacements  $u$  sont imposés, et les déformations correspondantes sont mesurées.

La figure 2-25(b) montre les résultats expérimentaux obtenus pour un étalonnage. De plus, des simulations numériques éléments finis élastiques ont été réalisées pour reproduire cet essai. La lame est modélisée sans ses patins, avec des conditions limites encastrees ou articulées aux extrémités. Les résultats montrent que la liaison mécanique réelle avec les patins est plus proche de l'articulation que de l'encastrement. L'asymétrie observée entre les signaux expérimentaux des jauges intérieure et extérieure peut être expliquée par la liaison mécanique avec les patins qui peut induire un moment de torsion dans la lame.

Un essai de compression simple sur polycarbonate a été réalisé afin de valider le principe d'utilisation des étalonnages. Les résultats montrent une bonne cohérence avec les signaux des jauges orthoradiales en début d'essai, puis les signaux divergent progressivement (erreur de 13 % en milieu d'essai, avant la décharge).

### Etudes des paramètres influents sur les mesures

L'étalonnage en déplacement du capteur est une étape nécessaire mais qui n'est pas suffisante pour analyser les données issues d'un essai triaxial. En effet, l'analyse d'un essai triaxial sur polycarbonate (matériau ayant un module de compressibilité proche de celui du béton) montre un écart important entre les déformations issues d'une jauge orthoradiale et celles issues du capteur si seul cet étalonnage est pris en compte. Cette différence se concentre essentiellement

dans la phase hydrostatique de l'essai (lorsque la pression augmente), alors que les signaux semblent être cohérents en phase déviatoire. Les différents paramètres qui sont susceptibles d'influencer la mesure du capteur sont :

- la pression, et plus spécifiquement les variations de pression lors de la phase hydrostatique, qui vont déformer le capteur indépendamment de l'échantillon,
- L'augmentation de la température (engendrée par la compressibilité du DOZ) de plus de 20°C lors d'un essai qui va provoquer une dilatation thermique de la lame du capteur.
- Des effets dus aux conditions de liaisons des patins avec le capteur. Ces effets sont théoriquement pris en compte dans les étalonnages mais les conditions peuvent être modifiées par la présence d'une pression importante.

Dans la réalité, ces phénomènes sont concomitants et il est difficile de les étudier séparément.

Pour évaluer ces effets, on réalise un essai hydrostatique sur un échantillon de carbure de tungstène. Ce matériau se déformant très peu (0,05 % à 600 MPa de confinement), les déformations dues aux déplacements radiaux sont donc négligeables et les mesures obtenues par le capteur lors de cet essai peuvent ainsi être considérées comme la combinaison des effets de la pression, de la température et des liaisons mécaniques. Le fait de les quantifier permet par la suite de les déduire des signaux bruts des essais. Cette correction a l'avantage de prendre directement en compte l'ensemble des effets et leurs éventuelles corrélations.

La figure 2-27 montre l'évolution de la pression en fonction de la déformation mesurée par la jauge intérieure du capteur, au cours d'un essai hydrostatique sur du polycarbonate. L'effet de la pression, de la température et de l'éventuelle modification des conditions limites est déduit grâce à l'essai sur carbure de tungstène.

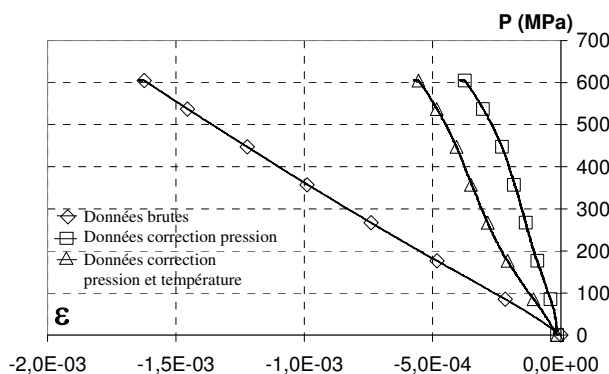


Figure 2-27. Essai hydrostatique à 600 MPa sur échantillon de polycarbonate : évolution de la pression en fonction de la déformation de la jauge intérieure du capteur

La figure 2-26 montre que la majeure partie de la déformation mesurée expérimentalement par le capteur correspond à l'effet de la pression. Lorsque cet effet est déduit, le niveau de déformations atteint est divisé par 4. L'effet de la température est lui plus faible mais non négligeable. Ce résultat suggère que la mesure de la déformation de l'échantillon est très fortement parasitée par l'effet de la pression sur la lame. Ainsi, il est intéressant de chercher un moyen d'augmenter la sensibilité du capteur au déplacement, qui est la grandeur que l'on veut mesurer, par rapport à sa sensibilité à la pression de confinement.



## 2.4.2 Optimisation de la géométrie de la lame du capteur

### Simulations de la lame du capteur par la méthode des éléments finis

Afin d'accroître la sensibilité du capteur à la déformation radiale de l'échantillon, l'idée originale consiste à réduire les dimensions de la lame en partie centrale afin d'amplifier les déformations dans la zone où les jauges sont collées. Cette réduction est envisageable grâce à l'ajout d'un méplat en zone centrale (figure 2-28). En simulant cette lame par la méthode des éléments finis, on peut ainsi faire varier l'épaisseur  $e_p$  et la longueur  $L_p$  du plat, ainsi que l'épaisseur  $e_l$  de la lame, afin de rechercher une configuration où les déformations sont suffisamment amplifiées dans cette zone sans toutefois dépasser la limite élastique du matériau.

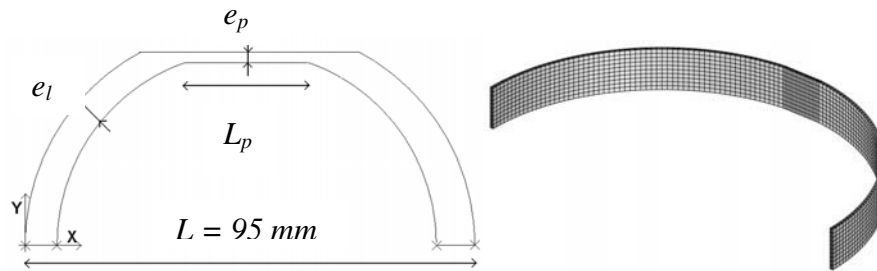


Figure 2-28. Vue schématique 2D du capteur avec méplat et vue 3D du maillage éléments finis

La lame est modélisée en 3 dimensions, en élasticité linéaire, à l'aide d'éléments cubiques de degré 1. Le maillage est raffiné dans l'épaisseur et sur la longueur du plat, afin de garantir des résultats précis tout en gardant un temps de calcul satisfaisant. Par ailleurs, la fixation de la lame sur les patins rend les conditions limites de la lame difficilement modélisables. En effet, ce n'est ni un encastrement parfait ni une articulation. Les simulations sont donc conduites en utilisant ces 2 conditions limites et en gardant à l'esprit que le comportement réel sera intermédiaire à ces deux situations.

Pour reproduire numériquement la mesure des jauges, les déformations et les contraintes sont tracées ou moyennées sur une ligne (intérieure ou extérieure) du plat. Le chargement appliqué est une combinaison entre le déplacement imposé des deux extrémités (2,33 mm pour reproduire l'essai sur polycarbonate), la pression hydrostatique (de 0 à 600 MPa) et la température.

### Recherche de la géométrie optimale

Plusieurs simulations sont réalisées sans la pression ni la température (simulation de l'étalonnage), en faisant varier deux paramètres : le rapport  $e_p/e_l$  et le rapport  $e_p/L_p$ . La simulation de référence choisie (longueur du plat de 10 mm, épaisseur constante de 1 mm), pour comparer les résultats correspond à la géométrie du capteur initial. La figure 2-29 montre les résultats des différentes simulations pour la jauge extérieure avec conditions aux limites encastrees. Les résultats sont similaires en conditions articulées avec des niveaux de contraintes plus faibles, ou pour la jauge intérieure. Sur cette figure est représentée l'évolution du rapport  $\sigma_m/\sigma_{mref}$  c'est-à-dire le rapport entre la contrainte moyenne calculée dans une simulation donnée sur la contrainte moyenne de la simulation de référence ( $e_l=e_p=1$  mm,  $L_p=10$  mm). Ce rapport quantifie donc le gain en terme de sensibilité par rapport à la simulation de référence. On trace également l'évolution du rapport  $(\sigma_{max} - \sigma_{min})/\sigma_m$  entre la

différence de contrainte maximale et minimale ( $\sigma_{max} - \sigma_{min}$ ) sur la valeur moyenne, qui quantifie l'homogénéité de la contrainte dans le méplat.

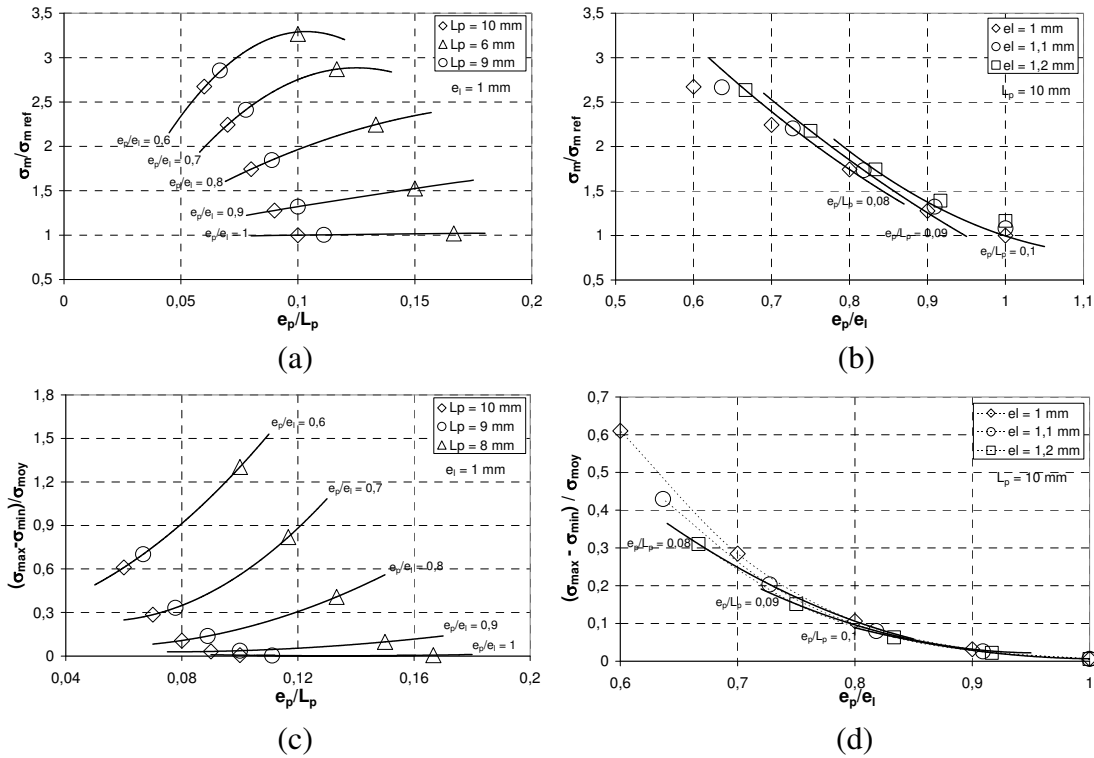


Figure 2-29. Evolutions du rapport  $\sigma_m/\sigma_{mref}$  en fonction des rapports  $e_p/e_l$  (a) et  $e_p/L_p$  (b), et évolutions du rapport  $(\sigma_{max} - \sigma_{min})/\sigma_m$  en fonction des rapports  $e_p/e_l$  (c) et  $e_p/L_p$  (d), obtenues lors des simulations d'essais d'étalonnages du capteur avec méplat, en conditions de liaisons encastrees. Mesure à l'emplacement de la jauge extérieure

La figure 2-29(a) montre l'évolution du rapport  $\sigma_m/\sigma_{mref}$ , en fonction du rapport  $e_p/L_p$ , avec  $e_l$  constant ( $e_l = 1$  mm),  $L_p$  égal à 10, 9 ou 6 mm, et  $e_p$  variant de 0 à 0,4 mm par rapport à  $e_l$ . Sont également reportées sur cette figure les isovaleurs du rapport  $e_p/e_l$ , c'est-à-dire les courbes pour lesquelles ce rapport est constant. Sur une isovaleur donnée,  $e_p$  et  $e_l$  étant constants, les variations du rapport  $\sigma_m/\sigma_{mref}$  (donc la sensibilité du capteur) correspondent à l'influence de  $L_p$ . Pour passer d'une isovaleur à une autre, seule  $e_p/e_l$  change, c'est donc l'influence de ce rapport qui est illustrée.

Lorsque  $e_p/e_l$  diminue, la sensibilité du capteur augmente d'un facteur 1 à 2,7 (sur la courbe losange). Ce paramètre a donc une grande influence sur la sensibilité. En revanche, à rapport  $e_p/e_l$  constant (sur une isovaleur donnée), la diminution de la longueur du plat (de 10 à 6 mm) ne fait augmenter que faiblement la sensibilité du capteur. Sur la première isovaleur ( $e_p/e_l = 1$ ),  $L_p$  n'a pas du tout d'influence sur le gain mais lorsque  $e_p/e_l$  commence à varier, l'influence de  $L_p$  devient visible mais reste faible dans la gamme testée. Cette figure met donc en évidence que la sensibilité au déplacement du capteur est essentiellement contrôlée par le rapport  $e_p/e_l$ . L'effet du rapport  $e_p/L_p$  est quant à lui très faible comme le montre la figure 2-29(b).

Il est donc intéressant de choisir une géométrie avec un méplat ayant une épaisseur fine par rapport à l'épaisseur de la lame. Il faut cependant vérifier que la lame reste dans le domaine élastique.

La figure 2-29(c) montre l'évolution du rapport  $(\sigma_{max} - \sigma_{min})/\sigma_m$  qui quantifie l'homogénéité de la contrainte le long des lignes de mesures. Plus ce rapport est grand, plus la répartition des

contraintes dans le plat est hétérogène. Les variations de chacun des paramètres sont les mêmes que pour les figures 2-29(a) et 2-29(b), il s'agit des mêmes simulations. Sont également reportées sur la figure les isovaleurs du rapport  $e_p/e_l$ .

Le rapport  $e_p/e_l$  semble avoir une grande importance sur la répartition des contraintes dans le méplat, en particulier lorsque  $e_p/e_l$  est faible (gain important).

La figure 2-29(d) montre la même évolution en fonction du rapport  $e_p/e_l$ . Sont également reportées sur la figure les isovaleurs du rapport  $e_p/L_p$ . En comparant avec la figure 2-29(c), il apparaît que c'est le rapport  $e_p/L_p$  qui pilote l'homogénéité des contraintes dans le plat, plutôt que le rapport  $e_p/e_l$ . Pour conclure, il est donc intéressant pour avoir une bonne homogénéité dans le plat, d'en augmenter la longueur, d'augmenter l'épaisseur de la lame tout en diminuant l'écart entre l'épaisseur du plat et de la lame.

La géométrie optimale est un compromis entre une sensibilité maximale au déplacement et une homogénéité de la contrainte dans le plat pour éviter sa plastification. Ainsi le choix retenu est une géométrie avec un plat de 0,8 mm d'épaisseur et de 1 cm de longueur, pour une épaisseur de lame de 1,1 mm.

Des simulations d'essai hydrostatique sur échantillon rigide (type carbure de tungstène) et d'essais d'étalonnages en déplacement ont été réalisées pour comparer les capteurs avec et sans méplat. L'essai hydrostatique sur carbure est simulé en imposant une pression hydrostatique croissante (jusqu'à 600 MPa) de confinement, tout en maintenant les extrémités fixes (on peut en effet considérer négligeable la déformation du carbure à cette pression : 0,5 %). Les courbes présentées sont celles utilisant des conditions encastrees mais les résultats sont semblables en conditions articulées.

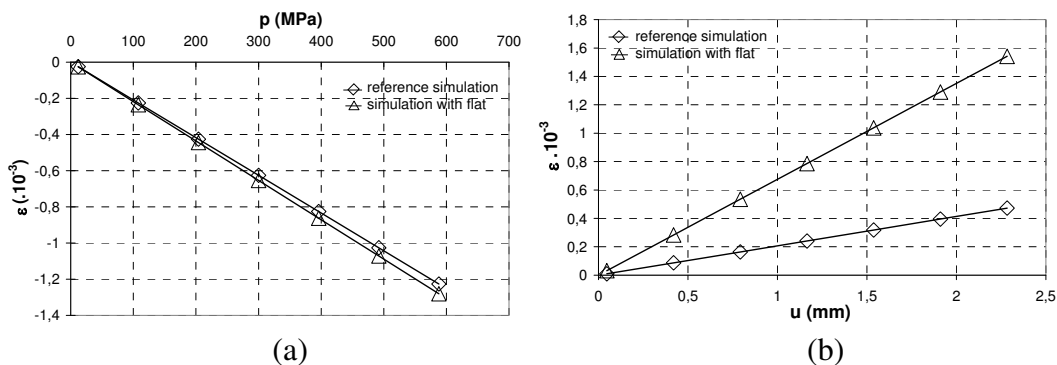


Figure 2-30. Evolutions des déformations au niveau de la jauge extérieure obtenues par les simulations EF d'un essai hydrostatique sur échantillon rigide en fonction de la pression imposée (a) et d'un essai d'étalonnage en déplacement imposé (b), pour le capteur avec et sans méplat

La figure 2-30 montre l'évolution des déformations obtenues au niveau de la jauge extérieure (résultats semblables sur la ligne intérieure) en fonction de la pression imposée (figure 2-30(a)) et en fonction du déplacement imposé (figure 2-30(b)).

Il apparaît clairement que la présence du méplat ne modifie pas l'effet de la pression sur le capteur. En revanche, les déformations obtenues lorsqu'un déplacement est imposé, sont environ 3 fois supérieures sur la lame avec méplat. Ces simulations montrent donc bien qu'il est possible d'augmenter la sensibilité relative du capteur au déplacement par rapport à celle de la pression, en changeant la géométrie.

### 2.4.3 Résultats expérimentaux

Le capteur constitué de la lame optimisé numériquement a été réalisé puis utilisé pour un essai triaxial à 600 MPa de confinement sur un échantillon de béton. Préalablement, un étalonnage et un essai hydrostatique à 600 MPa de confinement sur carbure de tungstène ont été réalisés. Les résultats sont comparés avec ceux obtenus sur le capteur de référence sans méplat et avec les simulations. Pour plus de clarté, seuls les résultats de la jauge extérieure sont présentés.

La figure 2-31 compare les déformations obtenues expérimentalement sur la lame avec méplat lors d'un étalonnage, avec les résultats de la lame sans méplat (figure 2-31(a)) et avec les simulations éléments finis (figure 2-31(b)).

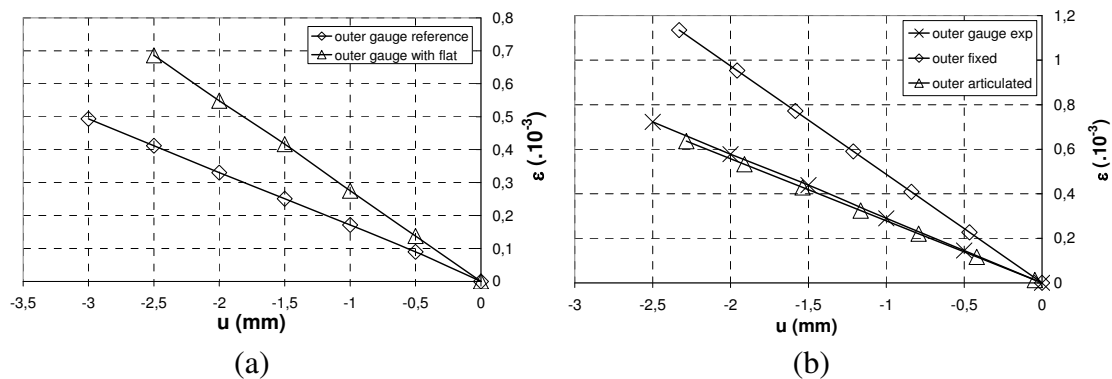


Figure 2-31. (a) Evolution des déformations mesurées expérimentalement sur le capteur avec et sans méplat, en fonction des déplacements imposés lors d'un essai d'étalonnage. (b) Evolutions des déformations mesurées expérimentalement sur le capteur avec méplat lors d'un essai d'étalonnage, et des déformations obtenues par les simulations EF avec des liaisons mécaniques encastrees ou articulées

Les étalonnages réalisés (figure 2-31(a)) montrent que la lame avec méplat permet bien d'augmenter la sensibilité du capteur aux déplacements imposés, ce qui est bien le but recherché. Toutefois, le gain en terme de sensibilité obtenu par rapport à la lame sans méplat est plus faible que prévu numériquement : les déformations obtenues sur la lame avec méplat sont environ 1,6 fois supérieures à celle obtenues sur la lame sans méplat alors que les simulations laissaient entrevoir la possibilité de multiplier par 3 ces déformations (cf. paragraphe précédent). L'hypothèse la plus probable expliquant cette différence provient de la géométrie du capteur avec méplat qui n'est sûrement pas parfaite.

Des simulations numériques de cet étalonnage ont été réalisées en considérant des conditions limites (aux jonctions entre la lame et les patins) encastrees ou articulées. La figure 2-31(b) compare les résultats expérimentaux avec ces simulations. Bien que les simulations encadrent les résultats expérimentaux, la liaison réelle entre la lame et les patins semble plus proche de l'articulation que de l'encastrement. Cette observation avait déjà été établie pour la lame sans méplat.

Dans un deuxième temps, un essai hydrostatique à 600 MPa de confinement a été réalisé sur un échantillon en carbure de tungstène. Les déformations mesurées par les deux capteurs sont reportées sur la figure 2-32(a). La figure 2-32(b) compare les déformations mesurées expérimentalement sur le capteur avec méplat avec les résultats des simulations numériques de cet essai. Comme dans le paragraphe précédent (cf. 2.4.2), l'essai est simulé en appliquant une pression linéairement croissante tout en gardant les extrémités bloquées (en déplacements).

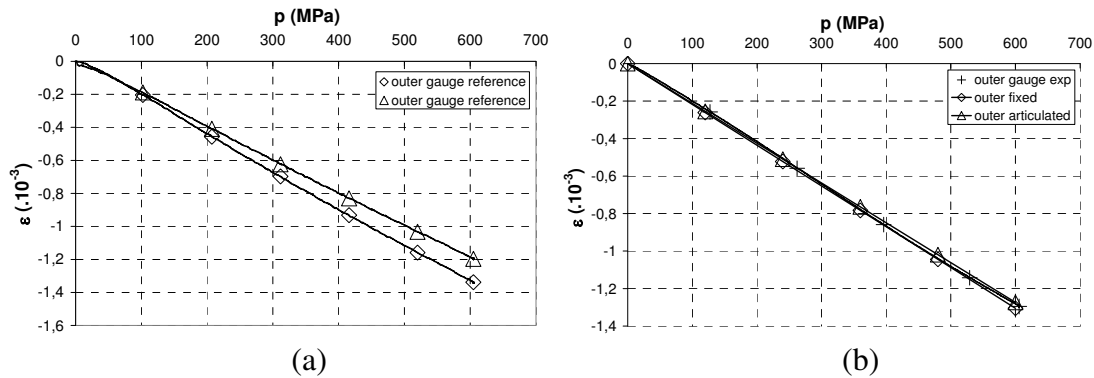


Figure 2-32. (a) : Essais hydrostatique à 600 MPa sur carbure de tungstène : évolutions des déformations mesurées expérimentalement sur le capteur avec et sans méplat en fonction de la pression appliquée (a). Evolutions des déformations mesurées expérimentalement et obtenues par les simulations EF (en conditions encastrees ou articulées) sur le capteur avec méplat (b)

Comme attendu, les résultats présentés sur la figure 2-32(a) montrent que sous l'effet de la pression, les déformations des capteurs avec ou sans méplat sont très proches. L'effet de la pression hydrostatique sur la lame change donc peu, quelle que soit la géométrie (comme l'ont montré également les simulations). Le faible écart observé peut néanmoins s'expliquer par la sensibilité plus forte du capteur avec méplat à la faible déformation du carbure de tungstène. Les résultats de la figure 2-32(b) montrent que les déformations mesurées sur la lame avec méplat sont bien encadrées par les simulations numériques en condition encastrees ou articulées même si ces conditions aux limites ont une influence négligeable pour ce chargement.

Pour valider les différentes étapes d'analyse des données du capteur, un essai triaxial cyclique à 600 MPa de confinement a été réalisé sur un échantillon de béton. Le signal de la jauge extérieure du capteur est comparé aux signaux habituels du LVDT et de la jauge orthoradiale. Ces trois signaux sont reportés sur la figure 2-33 qui présente l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations obtenues pendant l'essai.

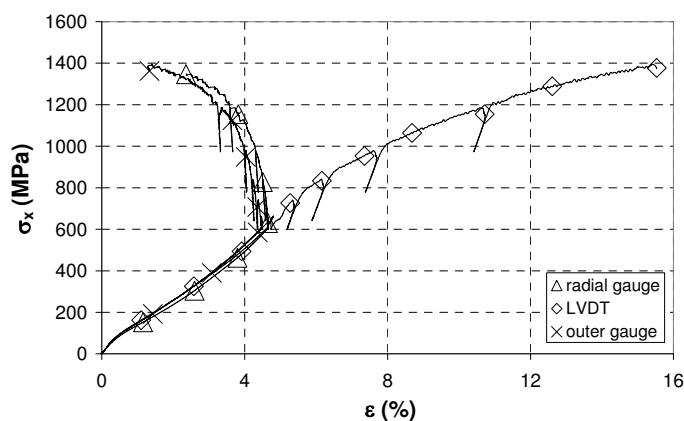


Figure 2-33. Evolutions de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale (mesurée par le capteur LVDT), de la déformation orthoradiale (mesurée par la jauge orthoradiale) et de la déformation mesurée par le capteur avec méplat, lors d'un essai triaxial à 600 MPa de confinement sur un échantillon de béton BAE

Les signaux du LVDT (mesure axiale) et de la jauge orthoradiale en phase hydrostatique (de 0 à 600 MPa) montrent une très bonne cohérence, confirmant bien l'homogénéité des

déformations du béton ainsi que l'isotropie du comportement du béton sous chargement hydrostatique. Le signal du capteur montre également une très bonne cohérence avec les signaux témoins. Le capteur reproduit fidèlement les différentes phases de la compaction observées habituellement en phase hydrostatique d'essais sur béton. Pour un confinement de 600 MPa un écart relatif de 4 % environ est observé par rapport au signal du LVDT, ce qui est tout à fait acceptable au vu des écarts sur les mesures du LVDT et des jauges (de l'ordre de 6 % max.).

En phase déviatoire (à partir de 600 MPa), le capteur reproduit fidèlement le signal de la jauge orthoradiale. Si l'on exclut l'écart initial de 4 % de la phase hydrostatique, l'écart entre les deux mesures de déformations radiales est également d'environ 4 % en fin de phase déviatoire.

Ces résultats permettent donc de valider l'utilisation de ce capteur avec méplat, pour des essais futurs. Il est à noter que des essais triaxiaux sur béton avec la lame sans méplat ont également été réalisés et montrent également des résultats satisfaisants pour traduire les phénomènes observés. Cependant, ces résultats sont beaucoup plus bruités du fait de la forte influence aux variations de la pression.

## 2.5 Apports à la compréhension de l'effet de l'eau

Le chapitre bibliographique (*cf.* 1.3) a montré que l'eau a une grande influence sur le comportement du béton sous fort confinement. Des essais sur le béton de référence R30A7 ont été menés sur des échantillons secs et saturés (VU, 2007). Cette étude montre l'importance de l'effet de la pression interstitielle sans pouvoir pour autant le quantifier. D'une part, ce constat souligne l'intérêt de la mise au point d'essais avec mesure de la pression interstitielle. D'autre part, pour compléter l'étude existante, il est intéressant de pouvoir tester des échantillons ayant des degrés de saturation intermédiaires. Pour avoir ces échantillons humides, un procédé de séchage spécifique a été développé. Il s'agit d'enceintes hermétiques permettant de contrôler l'humidité relative ambiante.

### 2.5.1 Enceintes de contrôle de l'humidité relative

Afin de réaliser des essais sur béton humide, il est nécessaire de développer une technique pour sécher l'échantillon jusqu'à stabilisation de son degré de saturation à une valeur donnée. Pour cela, des enceintes de contrôles de l'humidité relative ont été conçues.

#### Principe des enceintes de contrôle de l'humidité relative

Le principe repose sur des enceintes similaires développées au laboratoire de mécanique de Lille. Les échantillons à traiter sont placés dans une enceinte fermée avec à l'intérieur une solution saturée avec un sel chimique. Cette solution permet de maintenir un degré donné d'humidité relative ambiant dans l'enceinte, dépendant de la température et du sel lui-même. Le degré d'humidité relative  $\varphi$  est défini par le rapport entre la pression de vapeur d'eau  $p_{vap}$  dans l'air sur la pression de vapeur saturante théorique  $p_{vap,sat}$  (formule 2-17).

$$\varphi(\%) = \frac{p_{vap}}{p_{vap,sat}(T)} \cdot 100 \quad (2-17)$$

Puisque cette humidité est dépendante de la température, il est nécessaire de la maintenir constante pendant tout le temps des opérations. Dans le cas de cette étude, les enceintes sont placées dans une salle climatisée à température constante de 20°C. En partant d'un échantillon saturé, le maintien de l'humidité relative permet de sécher progressivement l'échantillon jusqu'à stabilisation avec le milieu ambiant de l'enceinte. Les mécanismes de cette dessiccation ont été abordés en bibliographie (cf. 1.3.1).

L'isotherme de sorption est la courbe donnant la relation entre le degré de saturation au sein du matériau en fonction de l'humidité relative imposée à une température donnée. La figure 2-34 montre l'isotherme de désorption obtenue par Burlion à 20°C pour le béton R30A7.

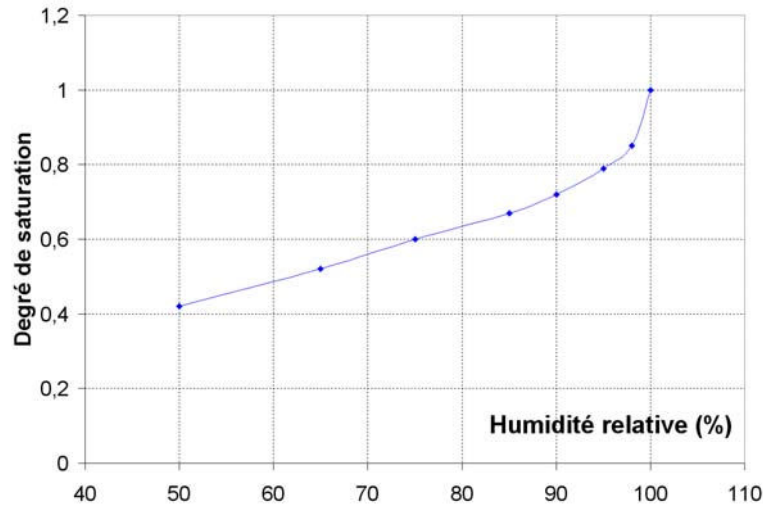


Figure 2-34. Isotherme de désorption du R30A7 (BURLION, 2010)

Pour construire une telle courbe, il faut déterminer le degré de saturation imposé dans l'échantillon pour différentes humidités relatives. Le degré de saturation  $Sr$  est défini comme le rapport entre le volume d'eau  $V_{eau}$  et le volume des vides  $V_{vide}$ . Le volume des vides considéré est le volume des pores accessibles à l'eau. Le degré de saturation peut donc également s'écrire comme le complémentaire du rapport du volume d'air libre sur le volume des pores accessibles à l'eau, comme le montre l'équation 2-18.

$$Sr = \frac{V_{eau}}{V_{vide}} = 1 - \frac{V_{air, libre}}{V_{pores\_accessible\_eau}} \quad (2-18)$$

Si l'on considère l'échantillon parfaitement saturé au départ, le volume d'air libre peut s'écrire comme la différence entre le volume saturé  $V_{sat}$  et le volume humide  $V_{humide}$  après stabilisation de la masse dans l'enceinte à une humidité donnée (équation 2-19).

$$V_{air, libre} = V_{sat} - V_{humide} = \frac{M_{sat} - M_{humide}}{\rho_{eau}} \quad (2-19)$$

où  $\rho_{eau}$  est la masse volumique de l'eau.

Le volume des pores accessibles à l'eau peut lui s'écrire comme le produit de la porosité accessible à l'eau  $\eta$  de l'échantillon et de son volume apparent. Ce volume apparent  $V_{app}$  peut se calculer grâce à la poussée d'Archimède comme la différence entre la masse saturée  $M_{sat}$  et

la masse hydrostatique  $M_{hydro}$  (pesée dans l'eau), sur la masse volumique de l'eau (équation 2-20)

$$V_{app} = \frac{M_{sat} - M_{hydro}}{\rho_{eau}} \quad (2-20)$$

D'où le degré de saturation  $Sr$  :

$$Sr = 1 - \frac{\frac{M_{sat} - M_{humide}}{\rho_{eau}}}{\eta \cdot V_{app}} = 1 - \frac{M_{sat} - M_{humide}}{\eta \cdot (M_{sat} - M_{hydro})} \quad (2-21)$$

Connaissant la porosité de l'échantillon, ses masses saturée, hydrostatique et humide, on peut donc calculer le degré de saturation associé à une humidité relative donné, et ainsi construire l'isotherme de désorption.

#### Choix des sels de dessiccation

Les sels à utiliser sont choisis en fonction de la température ambiante et de l'humidité relative visée. Les travaux de Vu ont apportés une connaissance du comportement du béton R30A7 pour des degré de saturation de 100 % (saturé) et de 11 % (sec). Ces travaux ont de plus montré que les effets de l'eau étaient négligeables à 600 MPa de confinement si le degré de saturation était inférieur à 40 %. 3 degrés de saturation ont donc été fixé comme objectif pour cette étude : 50 %, 65 % et 85 %. Selon la courbe de désorption de Burlion, l'obtention de ces degrés de saturation nécessite des enceintes avec des humidités relatives respectives de 60 %, 85 % et 98 %.

Le tableau 2-5 permet alors de choisir les sels de dessiccation nécessaires.



#### 4) Valeur du point fixe d'humidité relative pour différentes solutions saturées

T °C	HUMIDITE RELATIVE (%)										
	Solution (7) de Fluorure de Césium CsF	Solution (7) de Bromure de Lithium LiBr	Solution (7) de Chlorure de Lithium LiCl	Solution (7) d'Acétate de Potassium CH <sub>3</sub> CO <sub>2</sub>	Solution de (7) Chlorure de Magnésium MgCl	Solution (7) de Carbonate de Potassium K <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>	Solution (7) de Bromure de Sodium NaBr	Solution (7) d'Iodure de Potassium IK	Solution (7) de Chlorure de Sodium NaCl	Solution (7) de Chlorure de Potassium KCl	Solution (7) de Sulfate de Potassium K <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>
5		7.4±0.8	13 (3)		33.6±0.3	43.1±0.5	63.5±0.7	73.3±0.3	75.7±0.3	87.7±0.5	98.5±0.9
10		7.1±0.7	13 (4)	23.4±0.5	33.5±0.2	43.1±0.4	62.2±0.6	72.1±0.3	75.7±0.2	86.8±0.4	98.2±0.8
15	4.3(1)* 1.4(2)	6.9±0.6	12 (5)	23.4±0.3	33.3±0.2	43.2±0.3	60.7±0.5	71.0±0.3	75.6±0.2	85.9±0.3	97.9±0.6
20	3.8±1.1	6.6±0.6	12 (6)	23.1±0.3	33.1±0.2	43.2±0.3	59.1±0.4	69.9±0.3	75.5±0.1	85.1±0.3	97.6±0.5
25	3.4±0.9	6.4±0.5	11.3±0.3	22.5±0.3	32.8±0.3	43.2±0.4	57.6±0.4	68.9±0.2	75.3±0.1	84.3±0.3	97.3±0.5
30	3.0±0.8	6.2±0.5	11.3±0.2	21.6±0.5	32.4±0.1	43.2±0.5	56.0±0.4	67.9±0.2	75.1±0.1	83.6±0.3	97.0±0.4
35	2.7±0.6	6.0±0.4	11.3±0.2		32.1±0.1		54.6±0.4	67.0±0.2	74.9±0.1	83.0±0.3	96.7±0.4
40	2.4±0.5	5.8±0.4	11.2±0.2		31.6±0.1		53.2±0.4	66.1±0.2	74.7±0.1	82.3±0.3	96.4±0.5

(1) Valeur du point fixe d'humidité

(2) Incertitude avec laquelle est connu le point fixe

(3) Dispersion des données de 11.2 % à 14%

(4) Dispersion des données de 11.3 % à 14.3%

(5) Dispersion des données de 11.3 % à 13.8%

(6) Dispersion des données de 11.1 % à 12.6%

(7) Valeur du point fixe selon L. Greenspan

Tableau 2-5. Choix des sels de dessiccation en fonction de l'humidité relative visée et de la température ambiante

Ainsi l'on retiendra le bromure de sodium NaBr pour l'humidité relative de 60 %, le chlorure de potassium KCl pour 85 % et le sulfate de potassium K<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> pour 98 %.

#### Mise en place des enceintes de contrôle de l'humidité relative

Les échantillons de R30A7 sont d'abord fabriqués selon la procédure habituelle. Les porosités de surfaces sont rebouchées dès cette phase pour éviter d'exposer les échantillons à l'air ambiant après leur passage dans les enceintes.

L'enceinte est une boîte rectangulaire dans laquelle on commence par mettre un bac, permettant d'accueillir la solution saline comme le montre la figure 2-35.



Figure 2-35. Préparation de la solution saturée en excès en sel de dessiccation

Le solvant est de l'eau distillée. Le sel de dessiccation est ajoutée en remuant doucement la solution jusqu'à saturation complète. On continue d'ajouter du sel jusqu'à avoir un dépôt sur toute la surface du fond du bac. On place alors des grilles permettant de soutenir l'équipage de l'enceinte comme le montre la figure 2-36.



Figure 2-36. Equipage de l'enceinte de contrôle de l'humidité relative

Une balance est placée à l'intérieur pour suivre l'évolution de la masse des échantillons. Un hygromètre est également placé afin de vérifier la stabilité de l'humidité relative visée. Des trous équipés de presse-étoupes (pour les étanchéifier) sont percés dans les bords de l'enceinte afin de permettre aux câbles d'alimentation de sortir de l'enceinte. On place alors la deuxième grille à côté qui va soutenir les échantillons. Ces derniers sont sortis de l'eau à la dernière minute, on relève leur masse hydrostatique et leur masse saturée avant de les mettre dans l'enceinte. L'enceinte est conçue pour accueillir 5 échantillons de  $7 \times 14$  cm plus un sur la balance. C'est ce dernier échantillon qui permettra de déterminer la stabilisation de la masse et donc du degré de saturation. On place alors le couvercle, comme sur la figure 2-37.

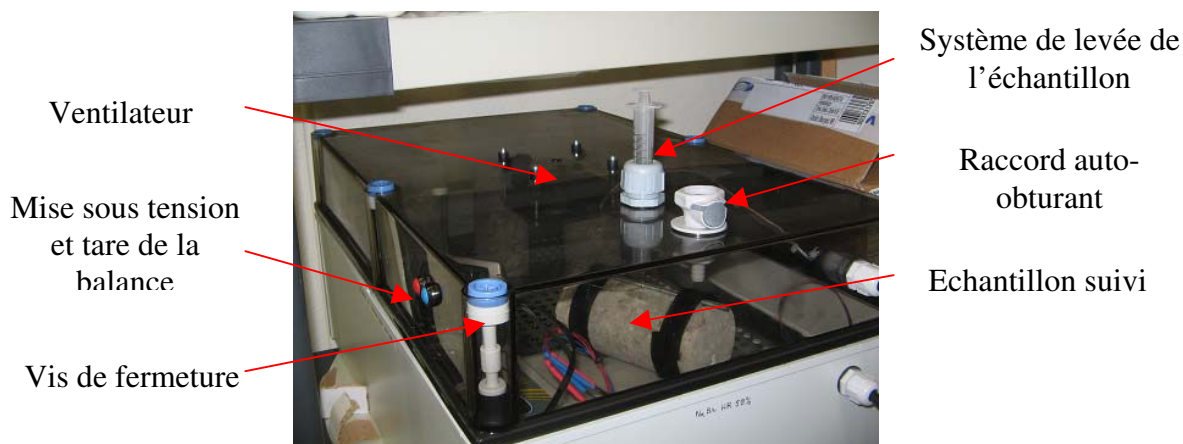


Figure 2-37. Mise en place du couvercle de l'enceinte

Le couvercle est équipé d'un joint sur son périmètre et des vis de fermeture permettent d'écraser ce joint sur le bord de la partie inférieure de l'enceinte. Cela permet une bonne étanchéité de l'enceinte. Un ventilateur est fixé au couvercle afin d'améliorer les échanges hydriques entre les échantillons et l'intérieur de l'enceinte.

La principale difficulté réside dans le suivi de la masse de l'échantillon. En effet, les balances ne peuvent rester allumées en permanence sans que leurs mesures ne dérivent. La pesée doit donc être instantanée. Il faut donc pouvoir allumer et éteindre la balance sans avoir à rouvrir l'enceinte et il faut pouvoir soulever l'échantillon afin d'effectuer la tare. Les commandes

d'alimentation et de tare de la balance ont donc été dérivées et les câbles reliés à des interrupteurs sur le couvercle. Pour pouvoir soulever l'échantillon suivi, on l'équipe d'une tige rigide en métal maintenue par des bandes velcros. Cette tige est reliée par un fil au piston d'une seringue insérée dans un presse-étoupe. Il est donc possible de soulever l'échantillon le temps de réaliser la tare grâce au piston de la seringue.

Une fois le couvercle mis en place, un balayage à l'azote est réalisé. Ce balayage a pour but d'évacuer l'air dans l'enceinte afin d'éviter les risques de carbonatation ainsi que les dépôts d'humidité sur le couvercle qui pourraient rendre la lecture de la balance et de l'hygromètre difficile. Pour cela, deux raccords auto-obturant sont placés. L'un à l'arrière de l'enceinte permet de connecter l'arrivée d'azote, et l'autre sur le couvercle permet de brancher une sortie pour évacuer l'air. L'azote est injecté à débit contrôlé pendant une vingtaine de minutes afin de balayer environ trois fois le volume de l'enceinte.

Rapidement l'humidité relative de l'enceinte atteint sa valeur de consigne et le processus de dessiccation commence. Des relevés de la masse et de l'hygrométrie sont effectués régulièrement jusqu'à stabilisation de la masse. Si nécessaire, l'enceinte peut être rouverte mais un balayage à l'azote devra à nouveau être effectué lors de sa fermeture.

### Evolution de la saturation des échantillons

Les trois enceintes ont été démarrées chacune avec 6 échantillons à l'intérieur.

La figure 2-38 montre l'évolution du degré de saturation obtenu pour l'échantillon suivi de chacune des trois enceintes en fonction du temps.

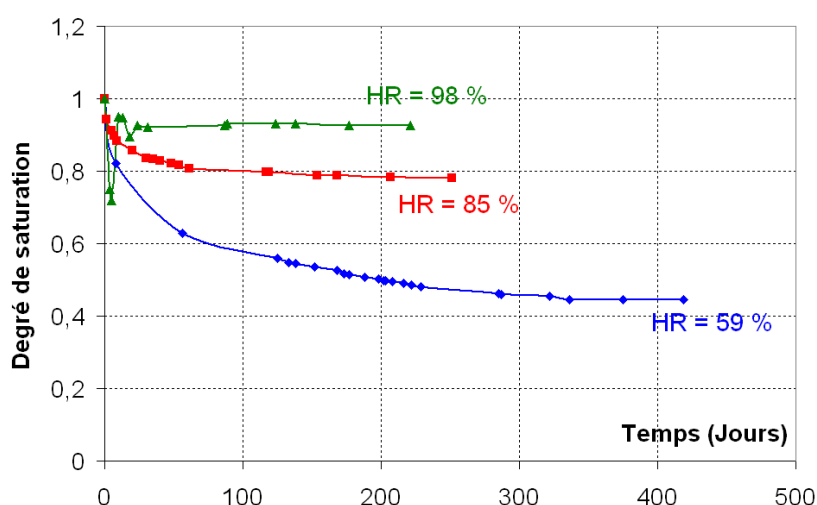


Figure 2-38. Suivi de la dessiccation des échantillons de R30A7 dans les enceintes de contrôle de l'humidité relative : évolution du degré de saturation en fonction du temps

Le degré de saturation obtenu pour l'humidité relative de 98 % est 0,93. Pour l'humidité relative de 85 % la valeur atteinte est 0,78 et pour l'humidité relative de 59 % la valeur est de 0,44.

## 2.5.2 Mise au point des essais de mesure de pression interstitielle

Pour mieux comprendre les effets de l'eau libre sur le comportement macroscopique du béton il est particulièrement intéressant de mieux connaître les effets de la pression interstitielle. Les essais sur bétons humide ou saturé réalisés sur la presse GIGA le sont uniquement en condition non drainées. Que se passe-t-il si l'on draine le béton pendant les essais ? Retrouve-t-on le comportement du béton sec ? Quelle est l'évolution de la pression interstitielle avec l'augmentation de la contrainte ? La presse GIGA n'est pas équipée à l'heure actuelle d'un quelconque système de drainage des échantillon ni d'un système de mesure de la pression interstitielle. On se propose donc ici de présenter el développement d'un tel système.

### 2.5.2.1 Présentation et dimensionnement de l'enclume drainante

La première difficulté compte tenu des niveaux de contrainte appliqués consiste à dimensionner et à valider un système de drainage qui pourrait être placé dans les enclumes de la presse. L'idée serait d'insérer une cavité dans ces enclumes. L'eau libre de l'échantillon pourrait ainsi être drainée dans cette cavité par le biais de trous entre la surface de contact de l'échantillon avec l'enclume et la cavité. La taille des trous, celle de la cavité, l'accès à cette même cavité ainsi que la résistance de l'enclume sont autant de paramètres à intégrer dans le dimensionnement.

Pour dimensionner ces enclumes on se propose dans un premier temps de garder les enclumes actuelles (couteuse et difficile à usiner) et d'intégrer le système de cavité/trous envisagé dans une pièce cylindrique en acier beaucoup plus facile à usiner. Ce système présenté sur la figure 2-39 permet de réaliser des premiers essais afin de voir s'il est possible de drainer de l'eau libre depuis l'échantillon. Cela permet également de dimensionner les trous et la taille de la cavité.

Sur une face de l'enclume sont percés des trous permettant le passage de l'eau. L'autre face est équipé d'un bouchon permettant l'accès à la cavité. Les dimensions sont de 7 cm de diamètre et 7 cm de longueur. Le bouchon est équipé d'un joint torique permettant d'empêcher l'eau de sortir de la cavité. Ce dispositif se place entre l'enclume inférieure de la presse et l'échantillon comme le montre la figure 2-40. Pour respecter les contraintes géométriques imposées par la presse, les échantillons sont coupés à 7 cm de longueur au lieu des 14 cm habituels. L'enclume remplace donc la moitié de l'échantillon.

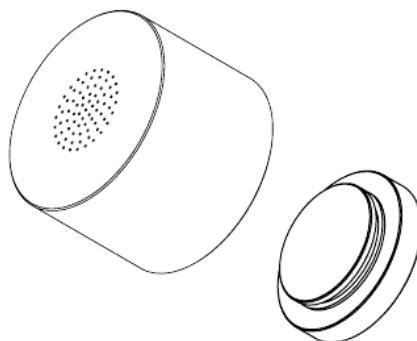


Figure 2-39. Schéma général de l'enclume drainante

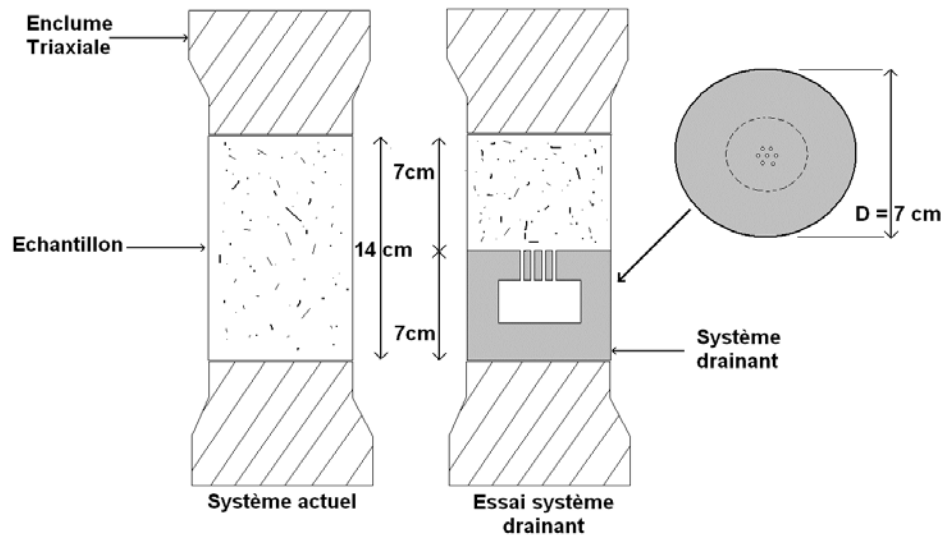


Figure 2-40. Mise en place de l'enclume drainante

Tel quel, le système ne permet pas de mesurer la pression interstitielle. Il autorise cependant le drainage de l'échantillon par le biais des trous qui permettent le passage de l'eau vers la cavité. La dimension de la cavité est choisie pour permettre en théorie un drainage total de l'échantillon. Le dimensionnement des trous est une étape importante. En effet, s'ils sont trop gros, le béton pourra s'extruder à l'intérieur ce qu'il faut éviter. S'ils sont trop petits, un gros granulat pourra être positionné devant bouchant l'accès à l'eau. Des essais hydrostatiques sur le béton R30A7 avec ce système ont été réalisés pour tester la taille des trous choisie à 0,8 mm de diamètre. L'objectif de ces essais est de voir si l'on arrive à extraire de l'eau dans l'enclume. La cavité est remplie de compresses absorbantes et le système est pesé avant et après l'essai. Les échantillons sont sortis de l'eau au dernier moment, posés sur l'enclume et l'ensemble est immédiatement recouvert de la membrane multi-couches (latex + néoprène) comme pour les essais classiques. Trois essais successifs sur le même échantillon ont été réalisés à 300, 400 et 600 MPa de confinement. Le tableau 2-6 montre les masses d'eaux drainées dans l'enclume selon la pression de confinement. Cette masse est ensuite rapportée au volume des pores saturés (% en masse de porosité). A titre de comparaison sont également reportés les niveaux de déformation volumique mesurés par le LVDT. Ces valeurs sont corrigées en déduisant la déformation de l'enclume elle-même et en retranchant les déformations élastiques de l'échantillon. Les déformations volumiques indiquées sont donc celles indiquant la fermeture de la porosité.

Confinement (MPa)	Masse drainée (g)	% en masse de porosité	$\varepsilon_v$ LVDT (%)
300	0,65	2,04	5,72
400	1,52	4,78	6,93
600	1,84	5,79	7,01

Echantillon	
Masse (g)	613,67
Volume (cm <sup>3</sup> )	269,39
Porosité à l'eau	11,8%

V pore (cm <sup>3</sup> )
31,79

Tableau 2-6 Essais hydrostatiques drainés sur béton R30A7 : masses d'eau drainée, pourcentage de masse drainé par rapport au volume de pores et déformation volumique mesurée au LVDT.

A chaque essai, de l'eau a bien été drainée à l'intérieure de l'enclume, ce qui était l'objectif de ces tests. Après vérification, aucun trou n'apparaît bouché, et le béton ne s'est pas extrudé à l'intérieur. La dimension des trous semble donc correcte. Le passage de l'eau dans l'enclume peut donc se faire correctement.

On peut calculer la part d'eau drainée pour chaque essai par rapport au volume total des pores. Plus le confinement est important, plus cette proportion augmente, ce qui est tout à fait logique. On peut ensuite comparer ces valeurs aux niveaux de fermeture des pores. La déformation volumique mesurée avec pour chaque essai permet d'évaluer (après corrections) la fermeture des pores. On s'aperçoit que ces niveaux sont d'un ordre de grandeur plus importants que la part de volume d'eau drainé. Le mouvement d'eau lors du drainage étant induit par la fermeture du squelette, on s'attendrait à ce que les valeurs soient proches. Pour expliquer cet écart on peut supposer qu'une partie de l'eau drainée est restée à l'interface entre l'enclume et l'échantillon et que cette eau a été réabsorbée par l'échantillon pendant le déchargement. De plus, l'eau peut également se drainer sur l'autre face de l'échantillon à l'interface avec l'enclume supérieure de la presse. En effet, en démontant l'échantillon, de l'eau était présente sur cette interface, mais pas à l'interface avec l'enclume drainante. La mesure de la quantité d'eau drainée est donc susceptible d'être très différente de la mesure de la déformation volumique plastique maximale.

### 2.5.2.2 Mesure de la pression interstitielle

La mise au point d'essais avec mesure de la pression interstitielle consiste à utiliser l'enclume drainante en saturant l'ensemble du dispositif : l'enclume, l'échantillon et l'interface entre les deux. Pour mesurer la variation de la pression interstitielle, on utilise une jauge de déformation (identique à celle du capteur de déformation radiale) collée sur lame métallique (1,5×2,5 cm pour 1 mm d'épaisseur). La jauge est collée de la même manière que sur le capteur de déformation radiale. Des câbles monobrins sont connectés à la jauge et l'ensemble est recouvert d'une couche de pâte isolante pour assurer une protection vis-à-vis de l'eau. Cette jauge est insérée dans la cavité. Les câbles de la jauge sortent sur le côté du système drainant par deux trous fins de 0,8 mm d'épaisseur. La principale difficulté est d'être en mesure d'étanchéifier le passage de ces câbles. En effet, l'eau ne doit pas sortir de l'enclume et le fluide de confinement ne doit pas y rentrer.

Pour assurer l'étanchéité, les trous sont noyés avec les câbles dans une colle de type Araldite. Si les trous sont trop gros, la colle peut céder. Un premier essai a été réalisé avec un trou unique de 8 mm de diamètre dans lequel passait un câble multiaxial. Le dispositif n'a pas tenu, les membranes de protection se sont extrudées dans le trou. Ce dernier a donc été rebouché et deux trous plus petits (0,8 mm) ont été forés. Les câbles monobrins faisant 0,6 mm d'épaisseur, on limite ainsi le jeu disponible dans ces trous. Pour éviter l'extrusion des membranes sous la pression de confinement, un bouclier en Véralite (similaire à ceux employés pour protéger les jauges sur les échantillons) est collé en même temps que le passage des câbles sur la surface extérieure. Les câbles sortent sur les côtés du bouclier. La figure 2-41 montre l'enclume équipée du bouclier protecteur.



Figure 2-41. Enclume drainante équipée de la jauge de mesure de la pression interstitielle

Pour réaliser un essai, l'enclume est fermée et placée dans l'eau pour la saturer. Le vide est fait jusqu'à ce qu'aucune bulle d'air ne sorte par les trous. L'échantillon est sorti de l'eau mais avant de le placer sur l'enclume, on dépose un film d'eau sur la face supérieure de cette dernière afin de bien saturer l'interface. Les membranes de protection sont ensuite posées normalement sur l'ensemble. Une éponge saturée est placée sur la face supérieure de l'échantillon et des films plastiques sont placés à chaque extrémité pour conserver l'état saturé jusqu'à l'essai.

La jauge collée mesure la déformation de la pièce en acier sur laquelle elle est collée. Pour traduire cette déformation en pression, un étalonnage est réalisé. La jauge collée sur sa pièce en acier est placée dans l'enceinte de confinement et connectée au système d'acquisition de la presse. Un cycle de charge/décharge est effectué jusqu'à 600 MPa. La figure 2-42 montre l'évolution de la pression en fonction des déformations mesurées par la jauge pendant l'essai d'étalonnage.

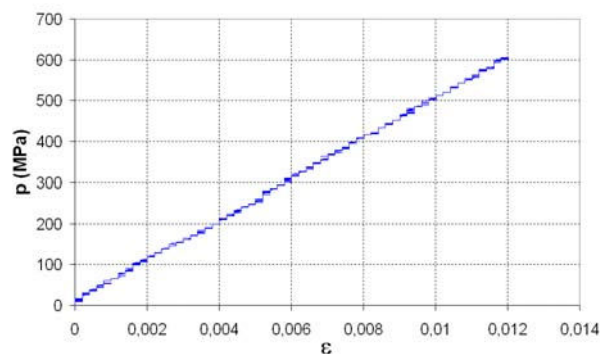


Figure 2-42. Etalonnage de la jauge de mesure de la pression interstitielle : évolution de la pression en fonction de la déformation mesurée par la jauge



La déformation de la jauge est linéaire en fonction de la pression. La valeur atteinte à 600 MPa est proche de celle que l'on peut obtenir analytiquement pour l'acier sous un chargement hydrostatique à 600 MPa avec un module de 160 GPa. On obtient analytiquement une déformation de  $1,25.10^{-3}$  et expérimentalement  $1,2.10^{-3}$ . L'équation de cette droite permet pour des essais avec l'enclume drainante de traduire la déformation de l'acier en pression d'eau à l'intérieure de l'enclume.

Plusieurs essais ont été réalisés. Dans le premier, les trous étaient trop gros et le fluide de confinement a pu pénétrer dans l'enclume. Dans un autre essai la jauge était en court-circuit du fait du poinçonnement des câbles. Dans le troisième essai, l'étanchéité a pu être garantie jusqu'à la fin de l'essai et une mesure de déformation a été obtenue. Cette dernière n'est cependant pas correcte. En effet, la jauge a mesuré une dilatation sur l'ensemble de la montée en charge plutôt qu'une contraction comme on s'y attendrait. Le signal du LVDT mesurant la déformation de l'échantillon étant cohérent avec le comportement habituel du béton R30A7, le problème ne semble pas provenir de l'échantillon. L'origine de ce phénomène est donc en cours d'étude.

Ces essais ont tout de même permis de montrer qu'il était possible de garder l'étanchéité du passage des câbles ce qui était loin d'être évident vu les niveaux de pressions atteints pendant les essais. La prochaine étape est de comprendre l'origine du problème de mesure de la déformation afin d'obtenir une mesure de la pression interstitielle au sein de l'échantillon. A terme, le but est d'intégrer ce système de mesure dans une enclume de la presse afin de conserver les dimensions habituelles de l'échantillon.

## Conclusion du chapitre 2

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes procédures expérimentales utilisées pour pouvoir réaliser les essais sous forts confinements nécessaires à la problématique du présent mémoire. Dans un premier temps, la procédure de coulage et de conservation du béton de référence R30A7 a été rappelée. Elle permet de réaliser un béton reproductible d'une gâchée à une autre et homogène dans son comportement mécanique. Par la suite, cette méthode est utilisée pour formuler deux autres bétons pour répondre à la problématique de la présente étude. Le premier est un béton dont la porosité est réduite en diminuant le rapport E/C et en ajoutant des fumées de silice. Le deuxième a une porosité plus grande que le R30A7 en utilisant un agent entraîneur d'air. Les deux formulations sont validées par le biais de tests sur bétons frais (affaissement au cône d'Abrams et mesure de l'air occlus à l'aéromètre), et par des essais sur béton durci (compression simple, mesure de la porosité à l'eau et au mercure). La troisième partie s'est intéressée à la préparation des échantillons, leur usinage, instrumentation et protection. L'instrumentation est une étape particulièrement délicate car les composants ne sont pas adaptés aux fortes pressions engendrées lors des essais fortement confinés avec la presse GIGA. Par conséquent, il est parfois difficile de conserver une mesure fiable des déformations notamment, spécialement lorsque l'on travaille sur des échantillons saturés. Les deux presses utilisées pour les campagnes d'essais ont également été présentées. Le traitement des signaux des essais tient compte des grandes déformations et des éventuels effets de pressions sur les capteurs. La quatrième partie a traité du développement d'un capteur de mesure de la déformation radiale. La nécessité d'un tel capteur vient notamment de la difficulté de conserver la mesure des jauges circonférentielles. Comme d'autres systèmes de mesure liés à l'utilisation de la presse, ce capteur est sensible aux hautes pressions de confinement. Une étude numérique a permis d'optimiser la géométrie du capteur afin d'en



augmenter la sensibilité vis-à-vis de la déformation radiale de l'échantillon. Enfin, la dernière partie du chapitre a traité de nouveaux développements expérimentaux visant à mieux comprendre les effets de l'eau sur le comportement du béton. Des enceintes de contrôle de l'humidité relative permettant de contrôler avec une grande précision le degré de saturation des échantillons ont été conçues et fabriquées afin de réaliser des essais sur des bétons humides. D'autre part pour mieux comprendre les effets dus à la pression interstitielle dans le béton, une enclume permettant le drainage des échantillons a été développée. En ajoutant une jauge à l'intérieur de cette enclume et en la saturant, on peut obtenir une mesure de la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon durant les essais expérimentaux. Les premiers résultats montrent la difficulté de garder l'étanchéité du passage des câbles de la jauge. Cette difficulté a pu être surmontée mais il subsiste des problèmes de mesure dont l'étude est en cours.

---

## Chapitre 3 : Influence de la porosité

---

### Introduction

Ce chapitre a pour but de montrer l'influence de différentes échelles de porosités sur le comportement mécanique du béton. Des essais de compression simple et triaxiale sont réalisés sur un béton faiblement poreux à l'échelle des capillaires (type BHP) et sur un béton dont la porosité a été augmentée par ajout d'entraîneur d'air. La composition, la méthode de fabrication et d'instrumentation des échantillons, ainsi que le mode opératoire des essais sont abordés au chapitre 2. Sont présentés ici les résultats de ces essais ainsi qu'une analyse comparative entre le béton de référence R30A7 et des bétons modifiés, afin de mettre en évidence l'influence de la porosité. Afin de s'affranchir de l'influence de l'eau libre (abordée au chapitre 4), les essais sont réalisés sur béton sec.

### 3.1 Influence du confinement sur le comportement des bétons BAE et BHP

Dans cette première partie, on présente les résultats expérimentaux obtenus sur le BHP testé à différentes pressions de confinement puis sur le BAE testé dans les mêmes conditions. Le but est de voir l'influence du confinement sur le comportement de ces matériaux.

#### 3.1.1 Comportement du béton BHP

Deux blocs de béton BHP ont été coulés à 2 jours d'intervalle. Les échantillons issus de ces deux blocs sont préparés selon le protocole vu au chapitre 2. Ils sont conservés dans l'étuve à 50°C jusqu'à stabilisation de leur masse. Le tableau 3-1 récapitule les différents essais réalisés.

Bloc 1 coulé le 12/02/12		
Essai	Confinement (MPa)	Date d'essai
compression simple	0	27/08/2012
compression triaxiale	50	04/09/2012
	100	05/09/2012
	200	07/09/2012
Bloc 2 coulé le 14/02/12		
Essai	Confinement (MPa)	Date d'essai
compression triaxiale	400	11/09/2012
	600	13/09/2012
	400	20/09/2012
	600	25/09/2012

Tableau 3-1 Récapitulatif des essais réalisés sur le BHP

Les échantillons ont été placés à l'étuve un mois et demi environ après leur coulage (28 jours de maturation dans l'eau plus le temps de carottage-rectification). Les échantillons sont donc conservés environ 6 mois dans l'étuve.

Les essais triaxiaux à 400 et 600 MPa ont aussi été doublés car d'une part les jauges orthoradiales n'ont pas tenu, et d'autre part cela permet en plus de vérifier la variabilité des résultats.

### 3.1.1.1 Comportement en compression simple

La figure 3-1 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et orthoradiales (comportement axial) ainsi que l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique (comportement volumique), pour l'essai de compression simple sur le BHP.

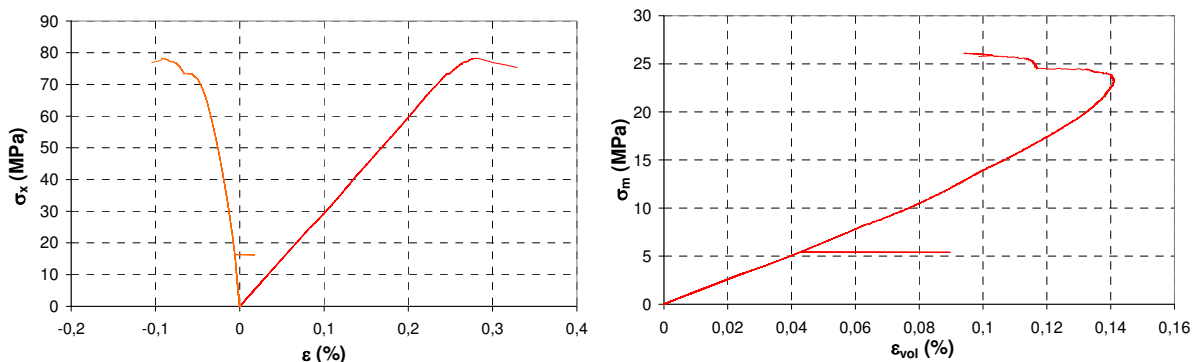


Figure 3-1. A gauche : évolution de la contrainte moyenne en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour l'essai de compression simple sur le BHP. A droite : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour le même essai

La déformation axiale est mesurée par les LVDT axiaux de l'extensomètre tel que décrit dans le chapitre 2 (cf. 2.3.2). La déformation radiale est fournie par le LVDT radial de l'extensomètre. Le soubresaut observé avant le pic entre 70 et 80 MPa n'est pas dû à un comportement particulier du béton. Il s'agit d'un problème de mesure, vraisemblablement un mouvement de l'extensomètre.

Le BHP présente en compression simple un comportement linéaire presque jusqu'au pic. Le pic de contrainte est atteint à 78 MPa. Le module d'Young mesuré est de 29 GPa et le coefficient de poisson 0,12. Une transition entre un comportement contractant vers un comportement dilatant est observée à 23 MPa de contrainte moyenne, peu avant le pic de contrainte. Cette transition est associée à l'ouverture de fissures d'extension parallèles à la direction axiale.

Pour un béton ordinaire, la courbe de comportement se traduit par une phase linéaire élastique, puis une phase où le module tangent diminue progressivement jusqu'au pic. Le comportement post-pic est souvent adoucissant. La non linéarité observée sur un matériau composite comme le béton est due au développement progressif de microfissurations aux interfaces entre la pâte de ciment et les granulats. Ces microfissures ont pour effet de diminuer la surface effective résistante à la charge de sorte que la contrainte locale est plus importante que la contrainte appliquée (NEVILLE, 2002). Ainsi, la déformation augmente plus vite que la contrainte et c'est pourquoi l'on observe une non linéarité de la courbe de comportement. Dans le cas du BHP, il se développe moins de fissuration que pour les bétons ordinaires car la microstructure est beaucoup plus compacte particulièrement dans les auréoles de transitions des gros granulats qui peuvent même disparaître complètement (AITCIN, 2001). Ainsi, la courbe de comportement reste linéaire sur une partie plus importante du chargement. Ici, la courbe est linéaire pratiquement jusqu'à la rupture.

Bien que la résistance soit élevée, les caractéristiques élastiques sont étonnamment faibles pour un BHP. En se basant sur la formule empirique de Baalbaki (BAALBAKI, 1997), on peut relier le module d'Young du BHP à celui des gros granulats et à la résistance en compression simple en utilisant la formule (4.1).

$$E'_c = -52 + 41,6 \cdot \log(E_a) + 0,2 \cdot f'_c \quad (3.1)$$

où  $E'_c$  est le module d'Young estimé,  $E_a$  le module élastique des gros granulats et  $f'_c$  la résistance à la compression.

Dans le cas du BHP, la roche siliceuse utilisée pour les granulats a un module d'Young mesuré expérimentalement de  $E_a = 78$  GPa (POINARD, 2010). Avec une résistance à la compression de 78 MPa, on obtient un module théorique de 42 GPa, ce qui est bien supérieur au 29 GPa mesurés expérimentalement. Comme il sera vu au chapitre 4, une explication à cette faible raideur peut prendre son origine dans l'autodessiccation du BHP.

### 3.1.1.2 Comportement triaxial

#### Comportement axial

La figure 3-2 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale, pour les différents essais triaxiaux réalisés à différentes pressions de confinements (50, 100, 200, 400 et 600 MPa).

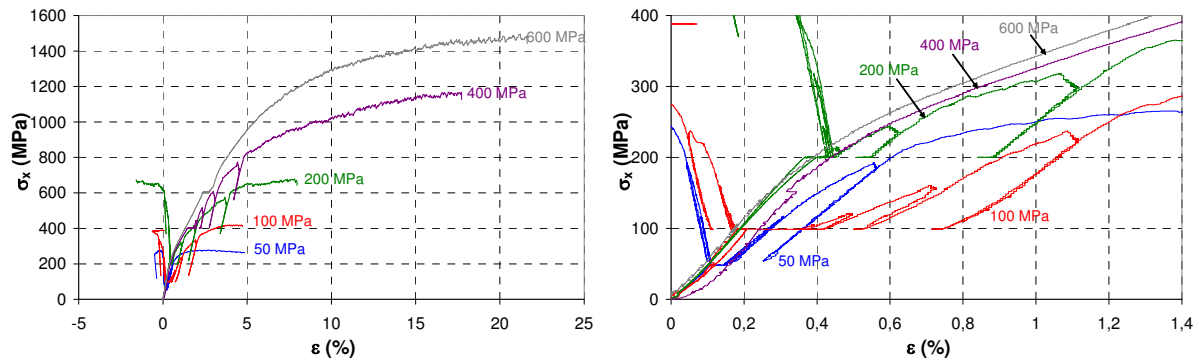


Figure 3-2. A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale, pour les essais triaxiaux sur BHP à différentes pressions de confinement. A droite : agrandissement de la figure de gauche

Concernant les essais à 400 et 600 MPa il n'a pas été possible de conserver les signaux des jauges radiales, et ce même en doublant ces essais. Il a été constaté que les porosités de surface s'ouvraient beaucoup sous ces niveaux de confinement malgré le rebouchage soigné au mortier prévu dans la méthode de préparation des échantillons. Sur l'essai à 600 MPa, le bouclier protecteur d'une jauge a même été percé sous l'effet de l'ouverture de ces porosités. Il semble donc que le mortier de rebouchage ait des caractéristiques mécaniques trop faibles par rapport à celle du BHP. De ce fait, il est très difficile de conserver le signal des jauges.

Globalement, les courbes de comportement en phase hydrostatique des essais à 50, 100 et 200 MPa montrent une bonne cohérence, ce qui prouve la bonne reproductibilité des essais. Le comportement semblable obtenu entre le LVDT et les jauges orthoradiales montre la bonne isotropie du chargement hydrostatique appliqué. Les essais à 400 et 600 MPa montrent également une bonne cohérence mais avec une raideur légèrement supérieure aux autres essais. Ceci montre que le béton de la deuxième gâchée a un comportement relativement similaire, quoique légèrement plus raide que celui de la première gâchée.

Pour chaque essai, les petits paliers entre la fin de la phase hydrostatique et le début de la phase déviatoire correspondent au fluage hydrostatique du béton durant le mouvement du vérin qui rattrape le jeu dû à la déformation de l'échantillon. Un état limite en contrainte est pratiquement atteint pour chaque essai. L'essai est cependant stoppé dès les premiers craquements importants de l'échantillon. Ces craquements proviennent du réarrangement granulaire sous l'effet du déviateur. Le risque est d'abîmer la presse et particulièrement le capteur de force qui a déjà été endommagé et remplacé plusieurs fois à cause d'une rupture brutale de l'échantillon. Les essais auraient donc pu être poursuivis un peu plus, mais par mesure de sécurité, ils ont été stoppés.

L'essai à 50 MPa montre un comportement assez ductile en phase déviatoire tandis que l'essai à 100 MPa présente un palier plastique parfait. Pour les autres échantillons, on tend vers un palier de contrainte, bien que les essais aient été stoppés.

Cette figure montre également que pour ce béton, la capacité de chargement augmente significativement avec la pression de confinement appliquée. Cette observation est tout à fait en accord avec les observations de (JAMET, 1984), (WARREN *et al.*, 2004), (SCHMIDT, 2003), (SFER, 2002), et (GABET, 2006), abordées au chapitre 1.

### Comportement volumique

La figure 3-3 montre l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique (comportement volumique) obtenu lors des différents essais triaxiaux sur le BHP.

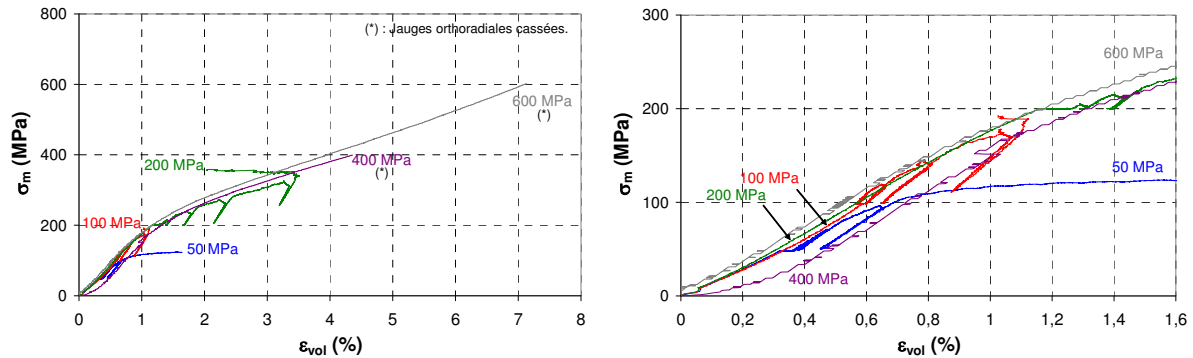


Figure 3-3. A gauche : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique, pour les essais triaxiaux sur BHP à différentes pressions de confinement. A droite : agrandissement de la figure de gauche

Les essais à 400 MPa et 600 MPa n'ayant pas de signaux de jauges orthoradiales valables, la déformation volumique est calculée en phase hydrostatique de ces essais comme trois fois la déformation axiale du LVDT, en supposant que le chargement appliqué est parfaitement isotrope. La déformation volumique ne peut cependant pas être calculée en phase déviatoire. Excepté l'essai à 400 MPa, les signaux montrent une relativement bonne cohérence entre eux. L'essai à 400 MPa de confinement présente des déformations qui divergent en début d'essai (jusqu'à 0,2 % d'écart de déformation à 40 MPa). Cette erreur est vraisemblablement due à l'usure du capteur LVDT (non adapté à haute pression) qui doit être remplacé régulièrement. Sur la figure agrandie à droite, on peut voir qu'en tout début de chaque essai (jusqu'à 15 MPa), les signaux ne sont pas linéaires comme attendus dans une phase élastique. Ce problème vient de l'écrasement des interfaces entre l'échantillon et les enclumes qui ne sont jamais parfaites.

En phase hydrostatique, les résultats des essais montrent que si l'on néglige la phase de mise en place du LVDT, les signaux des essais à 50, 100 et 200 MPa de confinement sont pratiquement linéaires. A partir de 150 MPa environ, on observe une diminution progressive du module tangent, signe que la matrice cimentaire commence à s'endommager. Le processus de compaction est la combinaison des effets de l'endommagement de la matrice cimentaire et de la fermeture de la porosité. Une fois que la porosité est significativement refermée, le matériau se densifie et le module tangent augmente. On voit que cette augmentation de la raideur n'apparaît ici que légèrement en fin de phase hydrostatique pour l'essai à 600 MPa de confinement.

En phase déviatoire, on observe une transition contractance-dilatance lorsque le confinement n'est plus suffisant pour contrer les déformations latérales induite par le chargement axial. Cette transition est atteinte lorsque le squelette granulaire atteint sa compacité maximale et que les grains commencent à rouler les uns autour des autres. Cette transition contractance-dilatance n'apparaît pas pour l'essai à 50 MPa. La matrice cimentaire étant très cohésive pour ce niveau de confinement relativement faible, la localisation de la déformation est très importante au pic et pas nécessairement capturée par les jauges. De plus, une jauge orthoradiale a cassé pendant l'essai, la déformation volumique n'est donc calculée ici qu'à partir d'une seule jauge. Il est donc possible que la mesure locale de la jauge n'ait pas permis de mesurer la dilatance si la fissuration n'est pas apparue dans la zone proche de la jauge.

### Comportement déviatoire

La figure 3-4 montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour les différents essais triaxiaux sur le BHP.

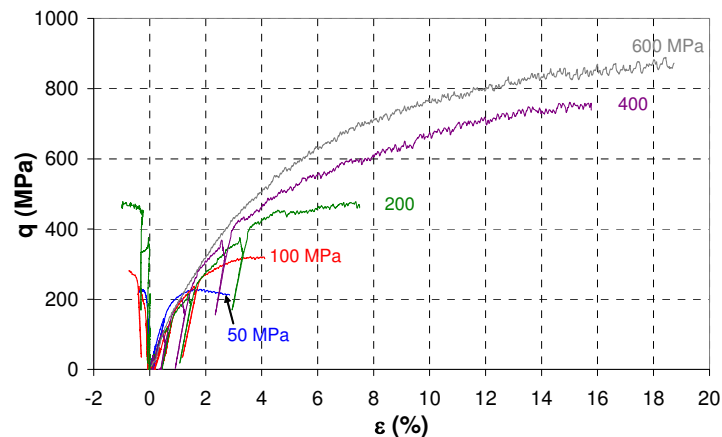


Figure 3-4. Evolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et orthoradiale, pour les essais triaxiaux sur BHP à différentes pressions de confinement

Les courbes montrent que le niveau de déviateur atteint est fortement influencé par le niveau de confinement. Plus le confinement est important, plus le déviateur atteint est important. Ce résultat attendu s'explique par la pression de confinement qui va augmenter le frottement entre les grains du squelette granulaire. Plus le confinement sera important, plus le frottement sera important et donc plus les contraintes de cisaillement nécessaires pour rompre l'échantillon seront importantes.

Cette observation devrait également s'accompagner d'une augmentation de la raideur au début de la phase déviatoire, avec l'augmentation du confinement. Or, il apparaît ici que le module tangent en début de phase déviatoire reste à peu près constant quel que soit le confinement appliqué. Les courbes de comportement volumique montrent que l'augmentation de la raideur associée à la dernière phase de la compaction n'a pas lieu ou que tardivement pour l'essai à 600 MPa. Ces deux phénomènes qui n'étaient pas observés pour le R30A7 viennent probablement de la faible valeur de la porosité capillaire. La matrice cimentaire conserve une partie de sa cohésion plus longtemps et la fermeture des pores n'est pas très importante en phase hydrostatique.

### 3.1.1.3 Etats limites et faciès de rupture

Le confinement améliore la résistance mécanique du béton. Pour mieux évaluer son influence, deux états limites peuvent être utilisés. L'état limite en contrainte associé au déviateur maximal atteint au pic ou au plateau, et l'état limite en déformation associé à la transition contractance-dilatance. L'état limite en contrainte sera privilégié ici car il peut être déterminé plus précisément et surtout plus facilement. En effet, pour déterminer l'état limite en déformation, il est nécessaire d'avoir une mesure de jauges circonférentielles, ce qui peut parfois être difficile à obtenir. De plus, l'erreur sur la mesure de la déformation volumique cumule celles du LVDT et de la jauge. Enfin, la mesure de la jauge au moment de la transition contractance- dilatance peut être influencée par la localisation de la rupture.

La figure 3-5 montre l'évolution des différents états limites en contrainte et déformation obtenus pour les différentes pressions de confinement appliquées lors des essais triaxiaux sur

le BHP, dans le plan ( $q$  ;  $\sigma_m$ ). La figure 3-6 montre les faciès de rupture obtenus pour ces différents essais.

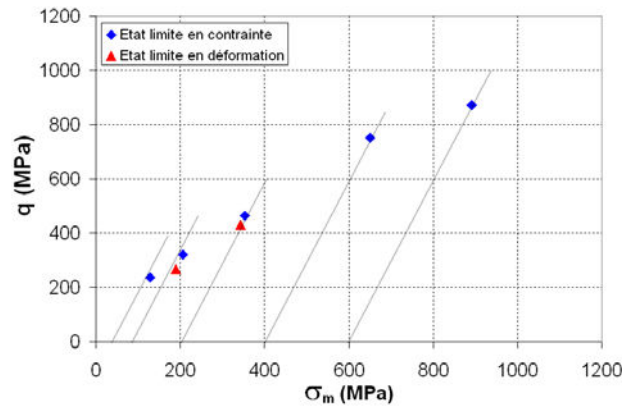


Figure 3-5 Etats limites en contraintes obtenus pour les différentes pressions de confinement appliquées lors des essais triaxiaux sur le BHP. Evolution dans le plan ( $q$  ;  $\sigma_m$ )

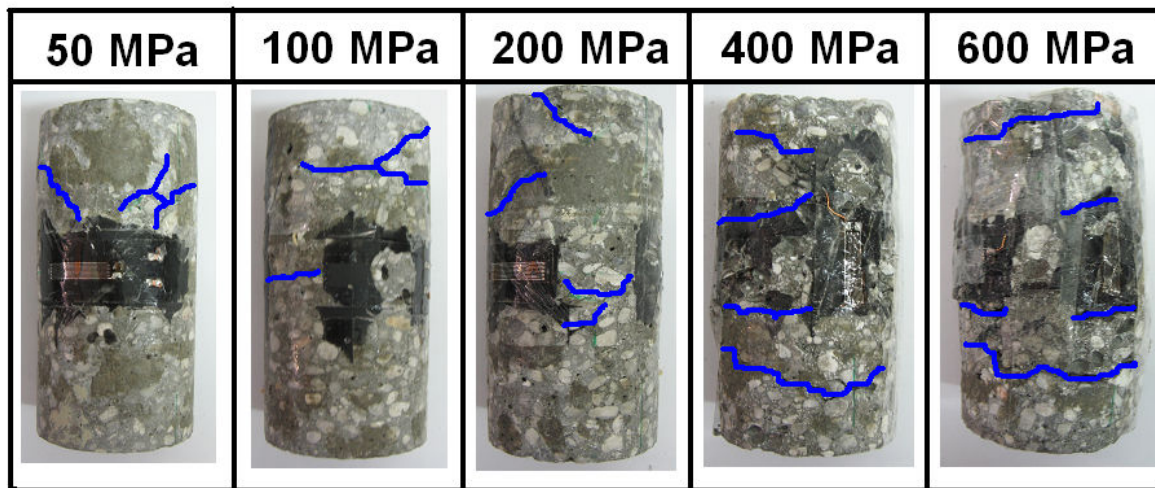


Figure 3-6 Evolution du faciès de rupture des échantillons de BHP en fonction de la pression de confinement appliquée

Pour l'état limite en déformation, seul les essais à 100 et 200 MPa de confinement ont pu être déterminé : l'essai à 50 MPa ne présente pas de point de transition contractance-dilatance et les essais à 400 et 600 MPa de confinement n'ont pas présentés de jauges orthoradiales ayant tenu. Les états limites en contrainte et déformation sont proches pour les confinements de 100 et 200 MPa, ce qui signifie que la transition contractance-dilatance se produit pratiquement au même moment que le pic de contrainte.

En compression simple, l'échantillon de BHP est fortement endommagé, la rupture fragile ayant provoqué un éclatement selon des plans de fissures quasi verticaux en partie centrale. Pour des confinements de 50 à 200 MPa, l'inclinaison des bandes de localisation fait penser à une rupture due au cisaillement. Pour 400 MPa, ces fissures s'inclinent de plus en plus vers le plan radial, avant de devenir horizontales pour l'essai à 600 MPa. Vu et Poinard associent ce dernier mode de rupture par le fait que la compacité maximale du squelette a été atteinte et que les granulats se réarrangent alors par rotation les uns autour des autres.



### 3.1.1.4 Conclusion

Les résultats des différents essais sur le BHP montrent une bonne reproductibilité du comportement de ce béton. En compression simple, on observe un comportement très fragile avec une phase linéaire jusqu'au pic de contrainte à 80 MPa. La réponse du matériau est principalement pilotée par la cohésion de la matrice cimentaire. Les paramètres élastiques sont étonnamment faibles pour un BHP, mais cela provient peut être des processus d'autodessiccation et de dessiccation qui provoquent une microfissuration du matériau et donc une perte de raideur. En compression triaxiale, les courbes de comportement volumique ont montré que l'on observait les différentes phases de la compaction comme pour un béton ordinaire. La phase élastique s'étend jusqu'à 150 MPa de contrainte environ. Puis l'on observe une diminution de la raideur due à l'endommagement progressif de la matrice cimentaire. Le raidissement dû à la compaction n'apparaît que pour un niveau de pression d'environ 500 MPa. En phase déviatoire, le niveau de déviateur atteint au pic ou au plateau est fortement dépendant de la pression de confinement appliquée. Le comportement du béton est donc alors fortement piloté par le frottement entre les grains du squelette granulaire. On observe que la raideur axiale initiale en phase déviatoire est semblable quel que soit le confinement appliqué. La matrice cimentaire étant en effet très résistante (par rapport à un béton ordinaire), le processus de compaction n'intervient que pour des niveaux de pression importants (à partir de 150 MPa environ) et se poursuit donc pour la plupart des essais pendant la phase déviatoire. La fermeture de la porosité et l'endommagement sont donc faibles en phase hydrostatique, ce qui explique que les raideurs restent semblables.

Le BHP présente en compression simple un faciès de rupture typique des ruptures fragiles, avec un éclatement le long de plans de fissuration quasi verticaux. Lorsque la pression de confinement augmente, on observe des plans de fissuration inclinés typiques d'une rupture par cisaillement. Pour les forts confinements (400 et 600 MPa), on observe des bandes de compaction horizontales vraisemblablement associées à un réarrangement granulaire, lorsque la compacité maximale du squelette est atteinte.

### 3.1.2 Comportement du béton BAE

Deux blocs du béton à air entraîné présentés au chapitre 2 ont été réalisés. Les échantillons ont été conservés dans l'étuve à 50°C jusqu'à stabilisation de la masse. Le tableau 3-2 récapitule la provenance et les essais réalisés sur les différents échantillons. Le premier bloc a permis de carotter des échantillons pour la compression simple. Suite à un problème de carotteur les autres échantillons n'ont pu être usinés correctement. Ainsi les essais triaxiaux ont été réalisés uniquement sur le deuxième bloc.

Bloc 2 coulé le 16/06/12		
Essai	Confinement (MPa)	Date d'essai
compression simple	0	03/12/2012
compression triaxiale	50	20/12/2012
	100	19/12/2012
	200	13/12/2002
	400	18/12/2012
	600	16/01/2013

Tableau 3-2. Récapitulatif des essais réalisés sur le BAE

Les échantillons ont été mis en étuve en septembre 2012, ils sont donc restés dans l'étuve environ 3 mois.

### 3.1.2.1 Comportement en compression simple

La figure 3-7 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour l'essai de compression simple réalisé sur le BAE, ainsi que l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour ce même essai.

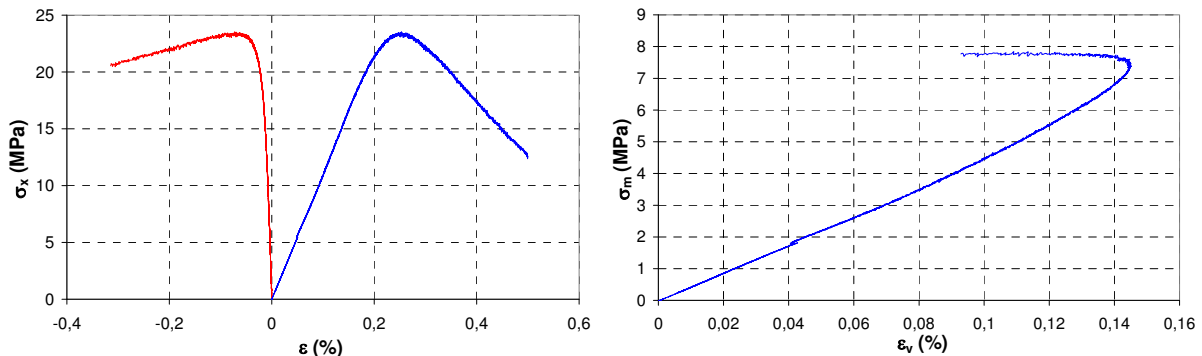


Figure 3-7 A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour l'essai de compression simple sur BAE. A droite : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour le même essai

Un pic de contrainte est atteint pour cet essai à 23 MPa. La courbe contrainte-déformation axiale montre une phase linéaire jusqu'à 19 MPa puis une phase avec une diminution progressive du module. Le module d'Young mesuré est de 11 GPa et le coefficient de Poisson 0,08. La courbe de comportement volumique montre une transition contractance-dilatance vers 7,5 MPa, ce qui correspond pratiquement au pic de contrainte (23 MPa).

Le comportement ici est typique d'un béton ordinaire. A une phase élastique succède une phase de diminution du module tangent jusqu'au pic. Le comportement post-pic est de type adoucissant. Les caractéristiques élastiques sont faibles car le béton est fortement poreux.

### 3.1.2.2 Comportement en compression triaxiale

#### Comportement axial

La figure 3-8 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale, lors des essais triaxiaux réalisés sur le BAE.

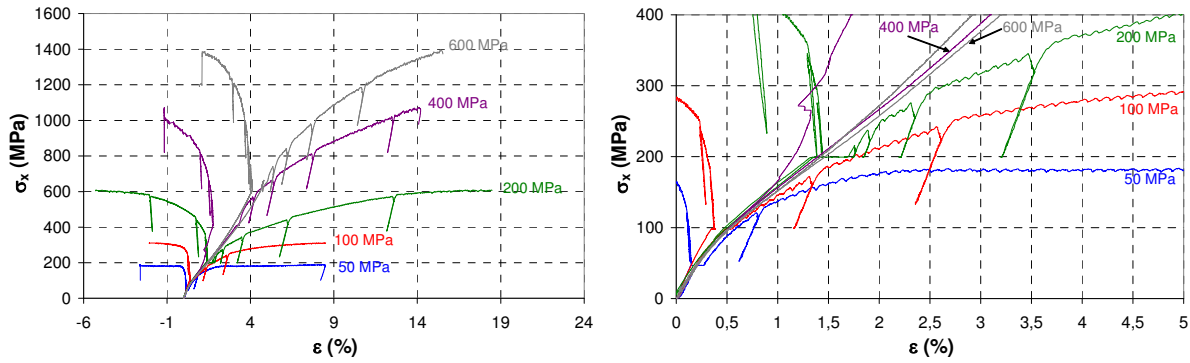


Figure 3-8. A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale, lors des essais triaxiaux sur BAE à différentes pressions de confinement. A droite : agrandissement de la figure de gauche

On remarque la très bonne cohérence en phase hydrostatique des courbes obtenues pour les différents confinements. Cela montre la bonne reproductibilité des essais, et l'homogénéité du béton. Les signaux du LVDT et des jauges orthoradiales sont assez cohérents pour les essais à 50, 100 et 200 MPa de confinement. Cela prouve l'isotropie du chargement appliqué. En revanche, pour l'essai à 400 MPa, il y a un décalage important entre la jauge et le LVDT (1,75 % de déformations pour la jauge à 400 MPa et 3 % pour le LVDT). Le signal du LVDT semblant plus cohérent avec les autres essais, il apparaît donc que c'est la mesure de la jauge qui est erronée. Cela peut provenir d'un mauvais collage ou d'une mauvaise soudure des câbles de la jauge. L'essai à 600 MPa laisse apparaître un décalage entre le LVDT et la jauge orthoradiale mais plus faible (0,5 % d'écart de déformation entre les deux mesures). Les petits paliers entre la fin de la phase hydrostatique et le début de la phase déviatoire correspondent comme pour le BHP au fluage du béton pendant le déplacement du vérin qui rattrape le jeu dû à la déformation de la phase hydrostatique.

De même que pour le BHP, la capacité de chargement augmente avec le niveau de confinement, ce qui était attendu. Un palier de contrainte est atteint pour l'essai à 50 MPa, et il est pratiquement atteint pour les essais à 100 et 200 MPa. En revanche pour les essais à 400 et 600 MPa, le palier n'est pas atteint car l'essai a été stoppé lorsque les craquements dus aux réarrangements des grains devenaient trop forts, et ce afin de préserver la presse. Sur le béton R30A7 moins poreux que le BAE, la course maximale du vérin était insuffisante pour atteindre un palier de contrainte pour ces mêmes niveaux de confinements, on peut donc supposer qu'il aurait été encore plus difficile d'y arriver sur le BAE.

Des essais ont été mis au point sur des échantillons de R30A7 de taille réduite (5 cm de diamètre par 10 cm de hauteur) afin d'augmenter les niveaux de contrainte atteints, et donc de pouvoir atteindre cet état limite en contrainte. Les résultats (figure 3-9) ont montré que l'on atteint bien un palier de contrainte mais aussi qu'il est bien situé dans la continuité de la courbe des échantillons de taille classique 7×14 cm. Ainsi il est possible « d'extrapoler » les résultats sur le BAE pour déterminer l'état limite en contrainte.

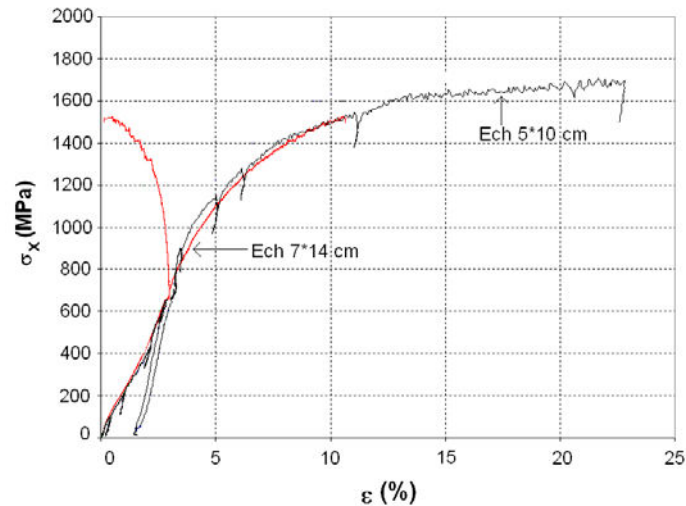


Figure 3-9. Comparaison du comportement axial des échantillons classique 7\*14 cm et des échantillons 5\*10 cm lors d'essai triaxiaux à 600 MPa de confinement

### Comportement volumique

La figure 3-10 montre l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux sur BAE à différentes pressions de confinement.

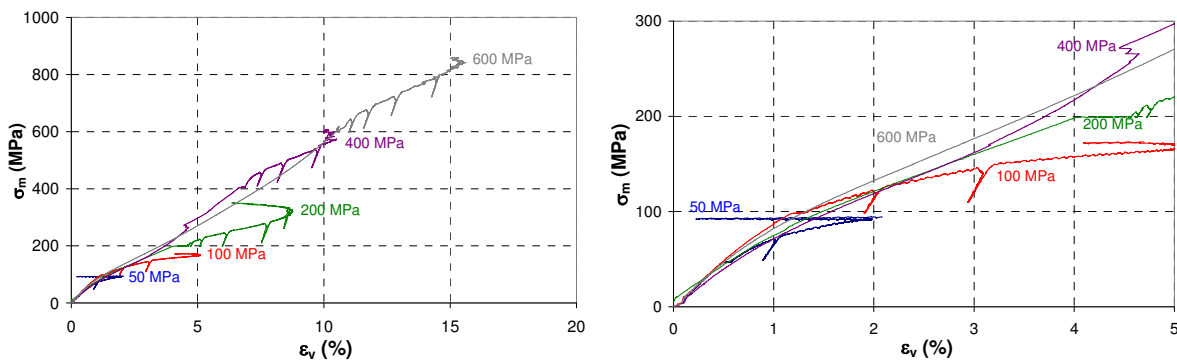


Figure 3-10. A gauche : évolutions de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux sur le BAE à différentes pressions de confinement. A droite : agrandissement de la figure de gauche

Tous les essais étant équipés de jauges orthoradiales, le tracé des courbes de comportement volumique a donc pu être facilement réalisé. Les courbes présentent une bonne cohérence même si l'essai à 200 MPa présente un léger décalage. L'essai à 400 MPa est également décalé par rapport aux autres mais cela vient d'un problème sur la jauge orthoradiale. Globalement, le caractère reproductible du béton est vérifié, ainsi que la reproductibilité des essais.

Les signaux présentent bien une phase élastique jusqu'à 40 MPa environ. Puis l'on observe une baisse du module tangent, jusqu'à un point d'inflexion qui marque le passage vers une augmentation de ce même module (spécialement pour les essais à 200, 400 et 600 MPa). La baisse du module tangent est induite par l'endommagement progressif de la matrice cimentaire. Puis l'effondrement de la porosité du matériau va augmenter la compacité de ce dernier, impliquant une augmentation du module. Les différentes phases de la compaction comme décrites dans la littérature sont donc bien visibles ici.

### Comportement déviatoire

La figure 3-11 montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et radiale pour les essais triaxiaux réalisés sur le BAE à différentes pressions de confinement.

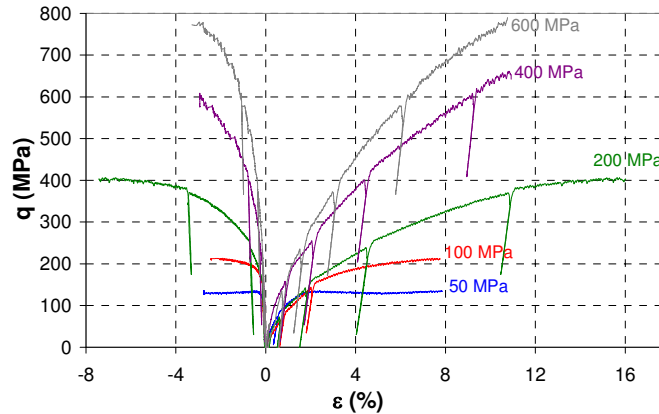


Figure 3-11. Evolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et orthoradiale, pour les essais triaxiaux réalisés sur le BAE à différentes pressions de confinement

Ces courbes montrent bien l'influence du confinement sur le comportement déviatoire du béton à air entraîné. Plus le niveau de confinement appliqué est élevé, plus le niveau de déviateur atteint est important. Comme pour le BHP, cette augmentation du niveau de déviateur révèle le caractère granulaire et frottant du comportement triaxial du béton. Il apparaît ici que la raideur du matériau en début de phase déviatoire est plus importante pour les échantillons testés à 400 et 600 MPa que pour les autres. Cette raideur est pratiquement la même pour les échantillons à 400 et 600 MPa ainsi que pour les échantillons à 50, 100 et 200 MPa. La porosité importante de ce béton peut expliquer ces observations. En effet, pour les échantillons testés à 50, 100 et 200 MPa de confinement, les courbes de comportement volumique ont montré que l'accroissement du module tangent dû à la fermeture de la porosité n'avait pas encore commencé ou tout juste débuté pour l'essai à 200 MPa. En début de phase déviatoire ces échantillons vont donc avoir une porosité plus importante et donc une raideur plus faible que les échantillons testés à 400 et 600 MPa pour lesquels le processus de fermeture de la porosité est plus avancé.

Comme il a été dit précédemment, le pic de contrainte n'est pas atteint pour les échantillons testés à 400 et 600 MPa, car les essais ont été stoppés pour préserver la presse. Mais grâce aux essais réalisés sur les petits échantillons, les courbes peuvent être extrapolées et les niveaux de contrainte atteints pour les échantillons à 400 et 600 MPa peuvent donc être estimés à 900 et 1000 MPa.

#### **3.1.2.3 Etats limites et faciès de rupture**

Les états limites étudiés sont les mêmes que ceux étudiés pour le BHP. La figure 3-12 montre l'évolution des différents états limites en contrainte et déformation obtenus pour les différentes pressions de confinement appliquées lors des essais triaxiaux sur le BAE, dans le plan ( $q$  ;  $\sigma_m$ ). La figure 3-13 montre les faciès de rupture obtenus pour ces différents essais

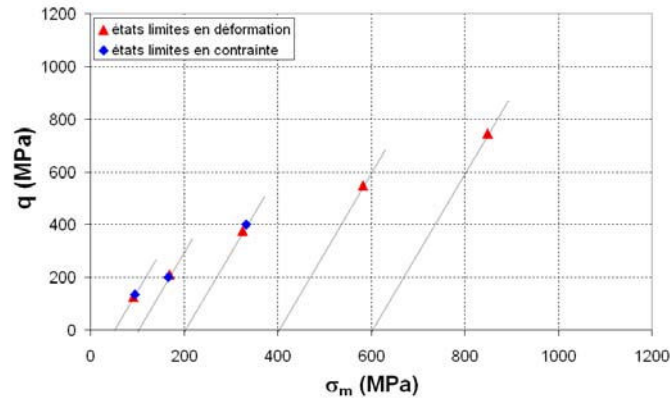


Figure 3-12. Etats limites en contraintes obtenus pour les différentes pressions de confinement appliquées lors des essais triaxiaux sur le BAE. Evolution dans le plan ( $q$  ;  $\sigma_m$ )

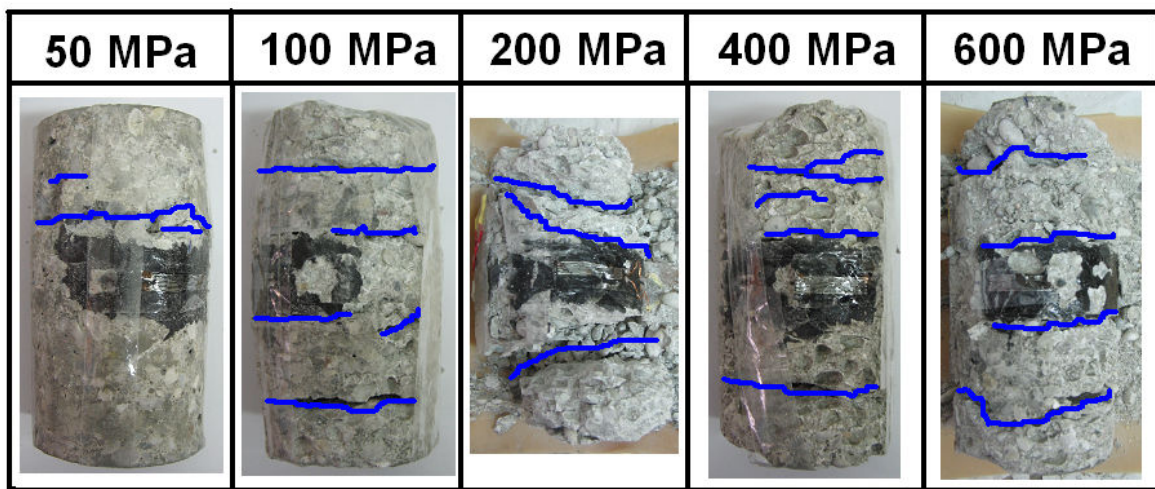


Figure 3-13. Evolution du faciès de rupture des échantillons de BAE en fonction de la pression de confinement

Les échantillons testés à 400 et 600 MPa ayant été stoppés avant d'arriver à l'état limite en contrainte, ils ne sont pas représentés ici. Les deux états limites sont presque confondus pour les essais à 50, 100 et 200 MPa de confinement. Ainsi, la rupture de l'échantillon est associée au point de contractance-dilatance pour ces échantillons.

Au niveau des faciès de rupture, on constate que dès 50 MPa de confinement, les bandes de localisation associées à la rupture sont horizontales. Les échantillons à 200, 400 et 600 MPa sont très endommagés et la plupart des gros granulats sont déchaussés. La matrice cimentaire de ce béton est donc beaucoup moins résistante et les grains du squelette vont plus facilement se réarranger d'où les bandes de localisation horizontales.

### 3.1.2.4 Conclusion

Les essais montrent comme pour le BHP une bonne reproductibilité du comportement. En compression simple, le BAE se comporte comme un béton ordinaire faiblement résistant, avec une phase élastique jusqu'à 20 MPa environ puis avec une baisse progressive du module jusqu'à la rupture. Le comportement post-pic est de type adoucissant. En compression triaxiale, les courbes de comportement volumique du BAE mettent en évidence les différentes phases de la compaction. La matrice cimentaire commence à s'endommager dès 40 MPa et



l'on observe une baisse du module tangent. A partir de 200 MPa, on observe une augmentation de la raideur signe que la fermeture de la porosité commence à être importante. En phase déviatoire, le niveau de déviateur atteint est là encore fortement dépendant de la pression de confinement appliquée. Plus cette dernière est importante, plus le niveau de déviateur atteint est important. On observe une augmentation significative des niveaux de déviateur ainsi que de la raideur initiale en phase déviatoire pour les essais à 400 et 600 MPa. Ces augmentations peuvent être attribuées à l'effet de la fermeture de la porosité. Pour les essais jusqu'à 200 MPa de confinement, la porosité n'est pas suffisamment refermée, mais pour les essais à 400 et 600 MPa, la densification génère une augmentation significative de la raideur. On pourra vérifier cette conclusion en comparant les résultats avec ceux du R30A7 dans la prochaine partie de ce chapitre.

Du point de vue des faciès de rupture, le BAE présente dès 50 MPa de confinement des bandes de localisation horizontales avec à partir de 200 MPa un important déchaussement des granulats sur l'ensemble de l'échantillon. Ceci est le signe d'un réarrangement important des grains du squelette.

## 3.2 Comparaison des comportements du BHP et du BAE avec celui du R30A7

On se propose ici de comparer les résultats obtenus sur le BHP et le BAE avec ceux du R30A7 obtenus par Vu et Gabet (VU, 2007) (GABET, 2006), et plus particulièrement on s'intéressera aux courbes de comportements volumique et déviatoire.

### 3.2.1 Comparaison du comportement en compression simple

La figure 3-14 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et radiale pour les essais de compression simple réalisés sur le BHP, le BAE et le R30A7. La partie de droite montre l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les mêmes essais.

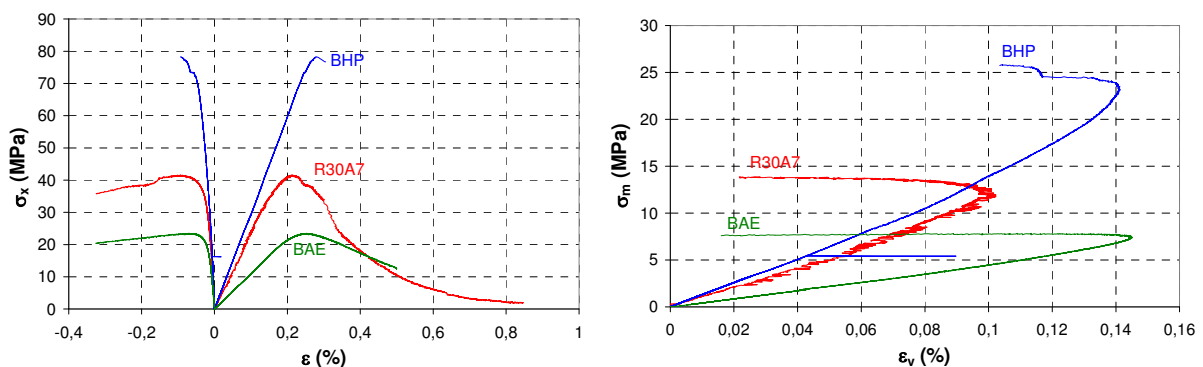


Figure 3-14. A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et radiale pour les essais de compressions simple sur BHP, BAE et R30A7. A droite : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les mêmes essais

Les résultats des essais de compression simple sur les trois bétons montrent que plus le béton est poreux, plus sa résistance diminue. La raideur diminue également avec l'augmentation de la porosité. Ces deux constatations sont attendues puisque c'est la matrice cimentaire qui régit

le comportement du béton en compression simple. Plus la porosité de la matrice est élevée, moins grande est sa résistance. En effet, la rupture du béton en compression simple est associée à l'ouverture de fissures d'extensions verticales. Lorsque la matrice est poreuse, elle est plus fragile et l'ouverture de fissures est facilitée d'où une résistance plus faible.

En utilisant la relation 3-2 qui selon l'Eurocode 2 donne l'évolution du module élastique  $E_{cm}$  en fonction de la résistance moyenne du béton à 28 jours  $f_{cm}$ , on peut comparer l'écart attendu entre les raideurs des trois bétons.

$$E_{cm} = 22 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (3-2)$$

En comparant les valeurs théoriques (c'est-à-dire déterminées par cette formule) du module d'Young, on s'attend à voir un écart de 5 GPa entre les différentes raideurs. Expérimentalement on observe un écart de 5 GPa entre les raideurs du BHP et du R30A7 et un écart de 13 GPa entre le BAE et le R30A7. On obtient donc expérimentalement une raideur du BAE plus faible que celle attendue. Il est à noter que cette formule n'est qu'indicative et qu'elle peut dépendre du type de ciment et du type de granulat. La raideur trop faible du BAE peut donc venir d'une mauvaise estimation de la formule proposée par l'Eurocode 2. Cependant, il semble plus probable vu la cohérence des résultats entre le BHP et le R30A7, que l'erreur vienne d'un biais expérimental.

### 3.2.2 Comparaison du comportement triaxial volumique

La figure 3-15 montre l'évolution du comportement volumique des 3 bétons (BHP, BAE et R30A7), lors des essais triaxiaux réalisés à différentes pressions de confinement.

Pour des niveaux de contrainte moyenne inférieurs à 50 MPa, le comportement volumique hydrostatique des trois bétons est linéaire. A ces niveaux de confinement, la matrice cimentaire des trois bétons n'est pas beaucoup endommagée par le chargement appliqué, il est donc normal d'observer un comportement linéaire. On mesure un coefficient de compressibilité d'environ 10 GPa pour le R30A7 et le BAE, et 12 GPa pour le BHP. La différence n'est pas significative compte tenu de l'effet des interfaces entre échantillon et enclumes, sur la mesure du LVDT. Ces mesures expérimentales du module de compressibilité  $K$  peuvent être comparées à celles estimées à partir des paramètres élastiques ( $E$  et  $\nu$ ) déterminés lors des essais de compression simple, selon la formule 3-2 :

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \quad (3-3)$$

On obtient 12 GPa pour le BHP, 11 GPa pour le R30A7 et 4 GPa pour le BAE. On a donc une bonne cohérence entre le module de compressibilité mesuré expérimentalement et calculé à partir des paramètres élastiques, dans le cas du BHP et du R30A7. Pour le BAE, les paramètres élastiques donnent une valeur beaucoup plus faible que celle mesurée expérimentalement. Le module d'Young mesuré expérimentalement est toutefois sous-estimé lors des essais de compression simple (cf. 3.2.1). Il semble donc normal que le module de compressibilité estimé à partir de ce module d'Young soit plus faible que celui mesuré expérimentalement.



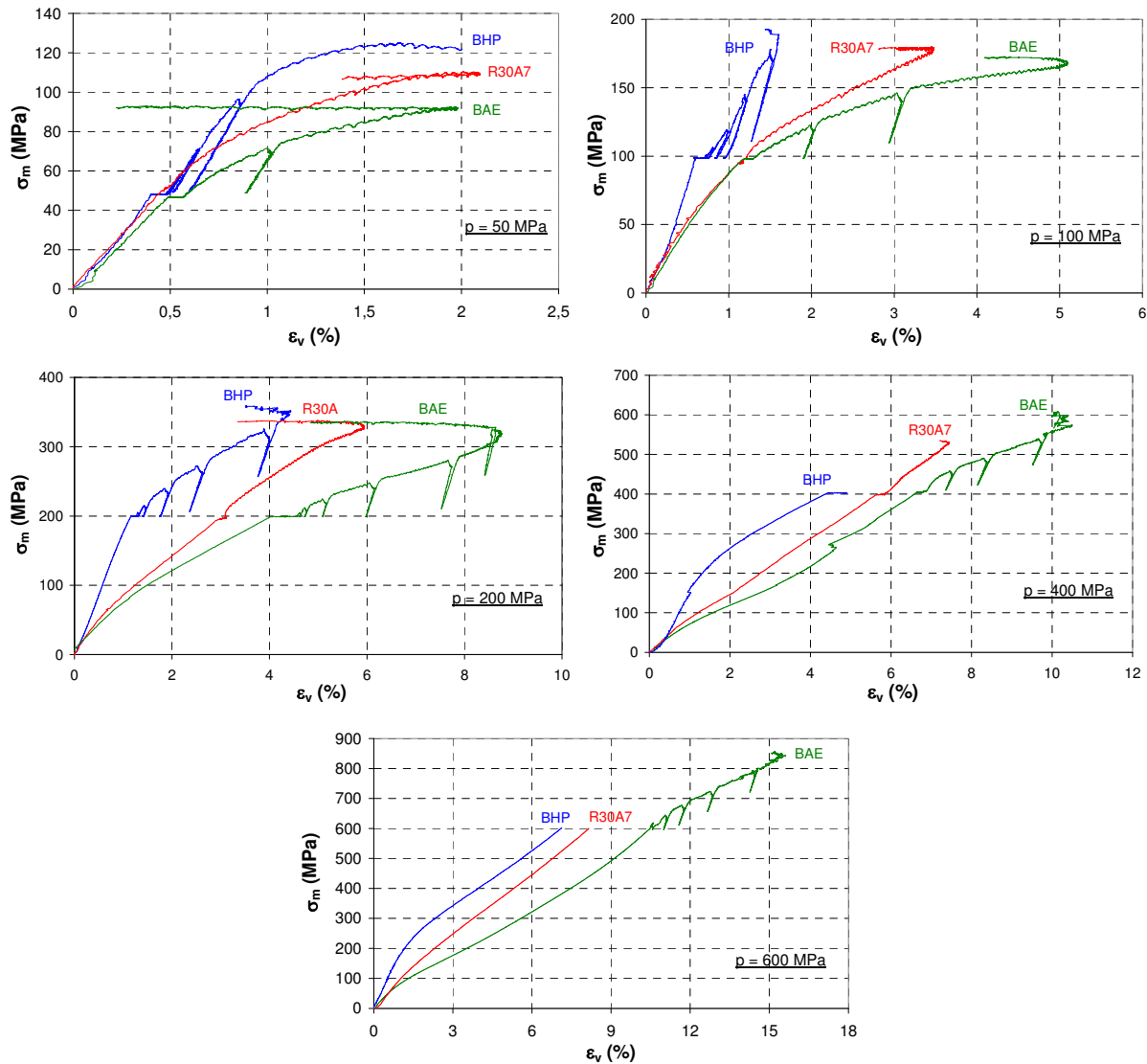


Figure 3-15. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les différents essais triaxiaux à différentes pressions de confinement, sur le BHP, le BAE et le R30A7

Lorsque le niveau de confinement augmente jusqu'à 150 MPa, les courbes de comportement volumique hydrostatique montrent que les raideurs du BAE et du R30A7 commencent à diminuer. En effet, la matrice cimentaire de ces bétons s'endommage progressivement sous l'effet du chargement et leur raideur diminue donc en conséquence. Par ailleurs, la raideur du BAE diminue plus rapidement que celle du R30A7. La différence de porosité entre les deux bétons explique cette constatation. En effet, plus le béton est poreux, moins sa matrice est résistante et donc plus il va s'endommager rapidement. Il en résulte une raideur plus faible lorsque la porosité augmente. Le comportement volumique du BHP reste lui très linéaire car sa matrice cimentaire est encore très cohésive à ces niveaux de chargement, du fait de sa faible porosité.

Lorsque le confinement continue d'augmenter, les courbes de comportement volumique hydrostatique du BAE et du R30A7 passent par un point d'inflexion à partir duquel elles commencent à montrer une augmentation de leur raideur, du fait de la fermeture de la porosité engendrée par le chargement. A partir de ce point d'inflexion, l'effet de la fermeture de la porosité devient prédominant par rapport à l'effet de l'endommagement de la matrice cimentaire, d'où l'augmentation de raideur (MAZARS, 1984). Cette augmentation du module tangent apparaît légèrement plus lente dans le cas du BAE car il y a plus de porosité à

refermer. Le gain de cohésion dû à la fermeture de pores est donc plus tardif. Entre 500 et 600 MPa de confinement, la porosité du BAE est suffisamment refermée pour que sa raideur soit semblable à celle du R30A7. Dans le cas du BHP, la matrice cimentaire commence à s'endommager à partir de 160 MPa environ. La raideur commence alors à diminuer. Puis, à partir de 400 MPa, on observe une augmentation du module tangent du fait de la fermeture de la porosité. Cette porosité étant faible dans le cas du BHP, la fermeture des pores est rapide et la raideur de ce béton devient rapidement similaire aux autres.

La figure 3-16 synthétise les effets de la porosité sur la raideur volumique des trois bétons. Le graphe représente l'évolution du module volumique en fonction de la contrainte moyenne pendant le chargement hydrostatique des essais triaxiaux à 600 MPa de confinement sur le BHP, le BAE et le R30A7.

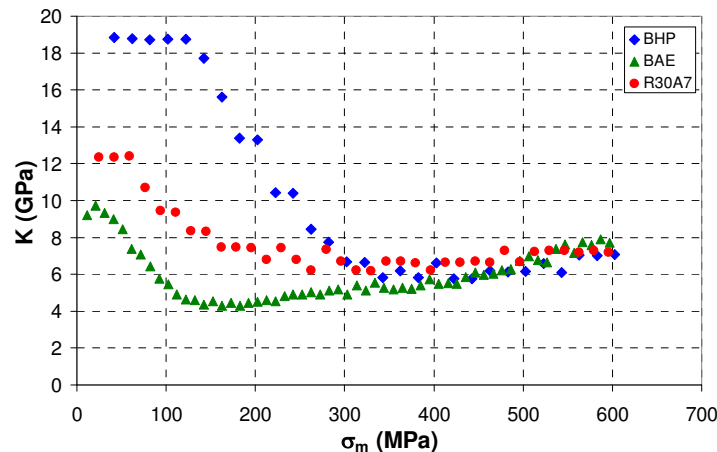


Figure 3-16. Evolution de la raideur volumique du BHP, du BAE et du R30A7 en fonction de la contrainte moyenne, pendant la phase hydrostatique des essais triaxiaux à 600 MPa de confinement

On constate un écart important entre les raideurs des trois bétons jusqu'à 50 MPa de confinement. Les résultats de la figure 3-15 montrent une bonne cohérence des raideurs pour les essais à 50 MPa de confinement tandis que le BHP apparaît plus raide et le BAE moins raide que le R30A7 sur l'ensemble des autres essais ce qui semble plus logique du fait des effets de la porosité.

Cette figure permet de bien illustrer les effets de la porosité sur le comportement volumique hydrostatique du béton. Pour les trois bétons l'allure des courbes est identique. Lorsque le confinement augmente, on constate une phase linéaire où le module reste constant, puis sous l'effet de l'endommagement de la matrice cimentaire, la raideur diminue. Enfin, on observe une phase pendant laquelle la raideur augmente car la fermeture des pores augmente la cohésion du matériau.

L'effet de la porosité est surtout marqué à des confinements jusqu'à 300 MPa. Il apparaît que plus le béton est poreux, plus la raideur va commencer à diminuer pour des niveaux de contrainte moyenne faibles. En effet, la porosité rend la matrice cimentaire moins résistante, et elle va par conséquent s'endommager plus rapidement. La diminution de raideur du BAE intervient dès 30 à 40 MPa de confinement, à partir de 50 MPa pour le R30A7 et 120 MPa pour le BHP. A noter que ces valeurs peuvent évoluer un peu selon la variabilité des résultats entre les essais. Par exemple, si on trace l'évolution des raideurs (le même graphique) pour les essais à 400 MPa, la diminution du module du BHP commence à 140 MPa. De manière générale, l'endommagement de la matrice cimentaire se fait de plus en plus tard (en terme de niveau de confinement) lorsque l'on réduit la porosité du béton. D'autre part, la baisse de raideur (en valeur) semble d'autant plus marquée que le béton est peu poreux. Ici, le module du BHP diminue de 13 GPa contre 5 GPa pour le BAE. Pour un béton fortement poreux comme le BAE, la perte de raideur due à l'endommagement de la matrice cimentaire est

compensée par un raidissement dû à la fermeture de la porosité. Dans le cas d'un béton faiblement poreux comme le BHP, il est possible que ce raidissement soit moins important car il y a moins de porosité à refermer. L'évolution de la raideur volumique est donc essentiellement influencée par la perte de raideur de la matrice cimentaire. Le raidissement du BHP est d'ailleurs peu marqué sur les courbes volumiques de la figure 3-15. Ainsi la perte de raideur est plus importante lorsque le matériau est peu poreux.

A partir de 400 MPa de contrainte moyenne, il apparaît que le module est semblable (en valeur) pour les trois bétons. Le processus de compaction est suffisamment avancé pour que le comportement volumique hydrostatique soit semblable pour les trois bétons. C'est l'empilement granulaire qui pilote alors le comportement du béton. Ce dernier étant semblable pour les trois bétons, leur raideur le sont également.

### 3.2.3 Comparaison du comportement triaxial déviatoire

La figure 3-17 montre l'évolution du déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale, lors des essais triaxiaux à différentes pressions de confinement sur le BHP, le BAE et le R30A7.

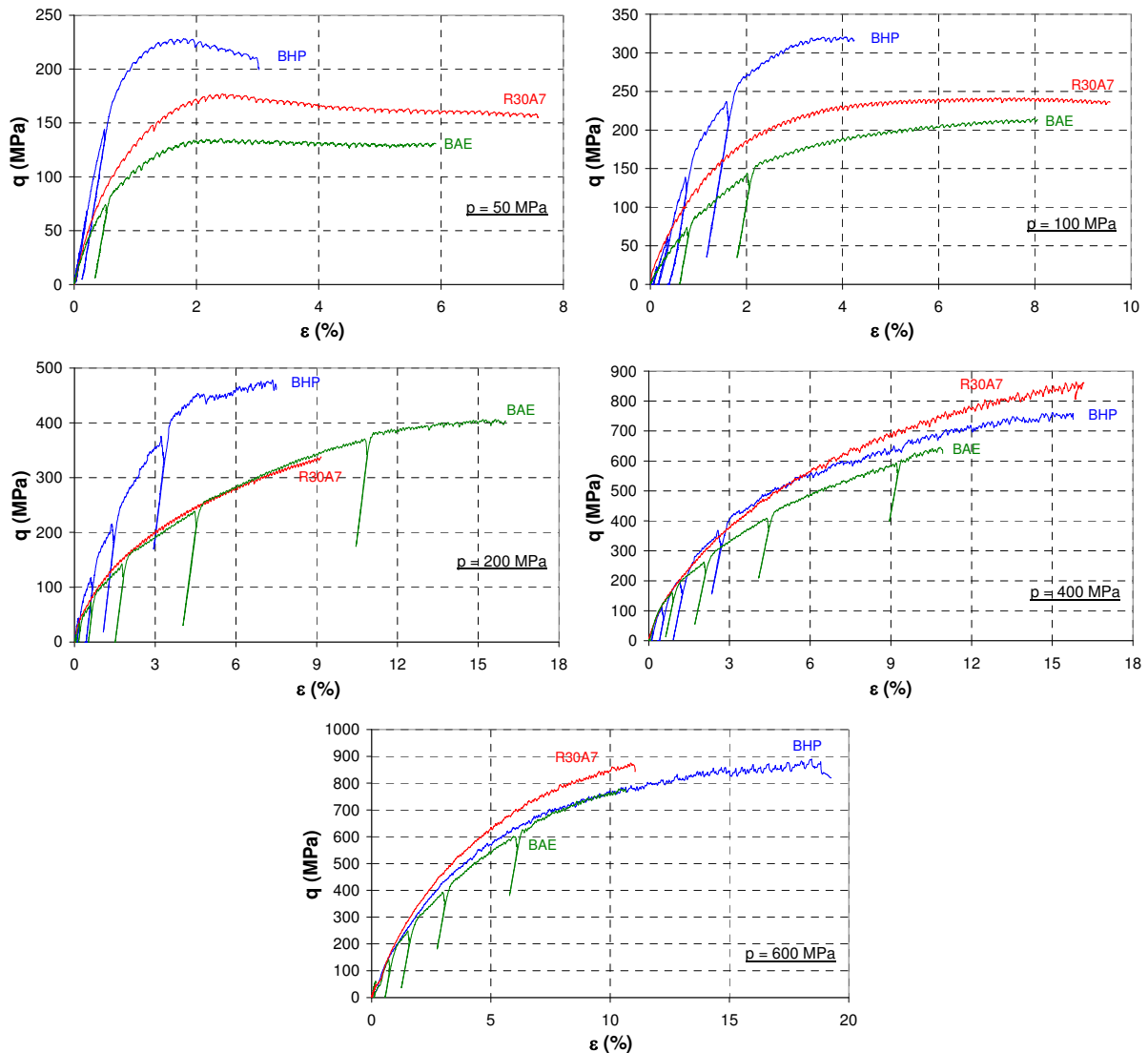


Figure 3-17. Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, pour les essais triaxiaux à différentes pressions de confinement sur le BHP, le BAE et le R30A7

L'allure des courbes est identique pour tous les bétons et toutes les pressions de confinements. Le déviateur des contraintes augmente avant d'arriver à un palier correspondant au pic de contrainte. Ce palier n'est cependant pas visible sur les essais à 400 et 600 MPa de confinement, car les essais ont été stoppés soit parce que la course maximale du vérin était atteinte, soit par sécurité pour protéger le capteur de force des ondes de chocs générées par le réarrangement brutal des grains. Le déviateur maximal au palier varie avec le confinement. Plus ce dernier est important, plus le déviateur atteint sera important. En effet, le processus de compaction renforce la cohésion du squelette granulaire et le niveau de déviateur nécessaire pour atteindre l'état limite augmente en conséquent.

Pour les essais à 50 et 100 MPa de confinement, le déviateur maximal atteint augmente lorsque la porosité du béton diminue. Par exemple, pour les essais à 50 MPa, le BHP atteint une valeur de 228 MPa au pic, contre 175 MPa pour le R30A7 et 131 MPa pour le BAE. Cette observation semble cohérente puisque plus le béton est poreux, plus sa matrice cimentaire est endommagée par le confinement et donc moins il sera résistant. Sous forts confinements (400 et 600 MPa), cet effet de la porosité devient négligeable. Les courbes de comportement déviatoire montrent une résistance relativement semblable pour les trois bétons. La compaction du béton est avancée lors de la phase hydrostatique et le béton se comporte comme un empilement granulaire non cohésif (cf. 3.2.2). Comme le squelette granulaire des trois bétons est semblable, leur comportement est identique. La porosité n'a donc plus d'effets sur le comportement déviatoire.

Pour les essais à 400 et 600 MPa, on peut remarquer que le R30A7 semble plus raide et atteint un déviateur plus important que les autres bétons. Il peut s'agir de la variabilité des résultats ou encore du fait que la contrainte déviatorique est calculée sans tenir compte de la variation de section de l'échantillon puisque l'on n'a pas de jauges orthoradiales pour cet essai. Cette variation de contrainte peut atteindre 80 MPa ce qui rapprocherait le comportement du R30A7 de ceux du BHP et du BAE.

La porosité a également un effet sur les raideurs en phase déviatoire. Les courbes de comportement montrent pour les essais à 50 MPa de confinement que la raideur initiale en phase déviatoire augmente lorsque la porosité du béton diminue. Cette constatation est valable car le confinement endommage d'abord les bétons les plus poreux, dont la raideur se voit donc réduite en phase déviatoire. Avec l'augmentation du confinement, cet effet tend à s'amoinrir. A 400 et 600 MPa, les raideurs initiales des trois bétons sont pratiquement identiques, car la compaction est très avancée et c'est le squelette granulaire qui pilote le comportement.

### 3.2.4 Conclusion

A confinement nul (compression simple) le comportement du béton présente une forte dépendance à la porosité. Plus cette porosité est importante moins grande est la résistance et la raideur du matériau. En effet la réponse du béton à ce niveau de confinement est gouvernée en grande partie par la matrice cimentaire. Plus cette dernière est poreuse, moins elle sera résistante.

Sous faibles confinements ( $< 50$  MPa), la matrice des bétons est peu endommagée, les courbes de comportement volumique sont donc d'abord linéaires. Lorsque le confinement augmente, le matériau commence à s'endommager et le comportement dépend de la porosité.

Dans le cas d'un matériau fortement poreux, la matrice cimentaire s'endommage rapidement puisqu'elle est moins cohésive. Cet endommagement se traduit par une perte de la raideur (et donc une déformabilité plus importante), qui est d'autant plus grande que le béton est poreux.

Lorsque le confinement augmente encore, la matrice s'endommage d'autant plus et le comportement du matériau est de plus en plus influencé par la cohésion du squelette granulaire. La densification du matériau sous l'effet de la fermeture de la porosité va augmenter la cohésion de ce squelette provoquant une augmentation de raideur. Puisque le matériau est poreux, cette augmentation est importante car il y a plus de porosité à refermer. Sous forts confinements ( $>400$  MPa), la matrice a perdu une grande partie de sa cohésion et le matériau se comporte alors comme un empilement granulaire non cohésif.

Dans le cas d'un béton faiblement poreux, l'endommagement débute pour des niveaux de confinement plus élevés puisque la matrice est beaucoup plus cohésive. Ainsi le matériau présente un comportement volumique linéaire jusqu'à des niveaux de contrainte élevés (150 MPa environ). Puis l'endommagement de la matrice débute et la raideur du matériau diminue. L'augmentation de raideur due à la densification du matériau est peu visible car il y a peu de porosités à refermer. Sous forts confinements ( $>400$  MPa), c'est là encore le squelette granulaire qui va piloter le comportement du béton. Comme ce squelette granulaire a la même composition pour les trois bétons de cette étude, leur comportement devient identique sous forts confinements. Ainsi les raideurs et les niveaux de déviateurs des trois matériaux deviennent identiques, et la porosité n'a plus d'effets.

### 3.3 Comparaison des comportements du BHP et du BAE avec les bétons modifiés

Une étude sommaire de l'influence du rapport E/C sur le comportement mécanique macroscopique du béton a déjà été menée par Vu sur des bétons modifiés élaborés à partir de la formulation du R30A7 (VU, 2007). Deux bétons appelés EC04 et EC08 ont été formulés à cet effet avec des rapports E/C respectivement de 0,4 et 0,8. Des résultats d'essais de compression simple et de compression triaxiale ont également été réalisés sur un béton élaboré à partir du R30A7 également mais avec un rapport E/C de 2.

Les essais réalisés sur le BHP et le BAE permettent donc de compléter cette étude et on se propose ici de comparer les résultats obtenus sur tous ces bétons.

Les formulations des bétons EC04 et EC08 sont réalisées en cherchant à conserver un volume de pâte et un squelette granulaire proche de ceux du R30A7.

Afin de bien hydrater le ciment, le béton modifié EC04 est formulé en ajoutant un superplastifiant (Sikafluid de chez Sika). Le dosage en superplastifiant (1,3 % de la masse de ciment) a été choisi pour avoir un affaissement au cône d'Abrams proche de celui du R30A7 (7 cm). Pour le béton EC08, du fait de la quantité d'eau importante, la vibration s'effectue par piquage (au lieu de la table vibrante) pour éviter les problèmes de ségrégation.

Les procédures de coulage, d'usinage, de stockage, et de préparation des échantillons de ces deux bétons modifiés sont identiques au R30A7. La composition et quelques caractéristiques de ces bétons sont reportées dans le tableau 3-3.

Le dernier béton modifié, appelé EC2, est un béton formulé à partir du R30A7 mais dont le rapport E/C est de 2. Pour de tels rapports E/C, le risque de ressuage et de ségrégation est très important. Pour remédier à ce problème, il a été ajouté à la composition un filler calcaire dont la granulométrie est proche de celle du ciment. La composition de ce béton est reportée dans la table 3-3. Pour mémoire et à titre de comparaison sont également reportés dans ce tableau les compositions et caractéristiques du R30A7, du BHP et du BAE.

Composition (kg/m <sup>3</sup> )	Type de béton					
	R30A7	BHP	BAE	EC04	EC08	EC2
Graviers	1008	1008	1008	1000	991	1007
Sable	838	795	838	832	824	938
Ciment	263	420	263	349	226	84
Eau	169	140	169	136	181	169
Superplastifiant	0	4,7	0	4,5	0	0
Entraîneur d'air	0	0	0,13	0	0	0
Fumée de silice	0	47	0	0	0	0
Filler calcaire	0	0	0	0	0	154
<b>Caractéristiques</b>						
Densité (kg/m <sup>3</sup> )	2278	2415	2278	2322	2252	2253
fc28 moyen (MPa)	28,57	82	24	57	21	6,1
Affaissement (cm)	6,39	>20	12	7	14	8,8
Air occlus (%)	3,4	4,5	8,5	4,1	5,1	4
Porosité eau (%)	11,8	8,8	10,8	6,5	11,9	13,7
Porosité mercure (%)	12,6	8,7	15,6	-	-	-
<b>Essais réalisés</b>						
compression simple	+	+	-	+	+	+
Triaxial 50 MPa	+	+	+	-	+	-
Triaxial 100 MPa	+	+	+	+	+	-
Triaxial 200 MPa	+	+	+	+	-	-
Triaxial 600 MPa	+	+	+	-	-	+

Tableau 3-3. Compositions et caractéristiques des bétons modifiés

### 3.3.1 Comparaison du comportement en compression simple

La figure 3-18 montre à gauche l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et radiale pour les essais de compression simple sur BHP, BAE, R30A7, EC08, EC04 et EC2. A droite la figure montre pour les mêmes essais l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique.

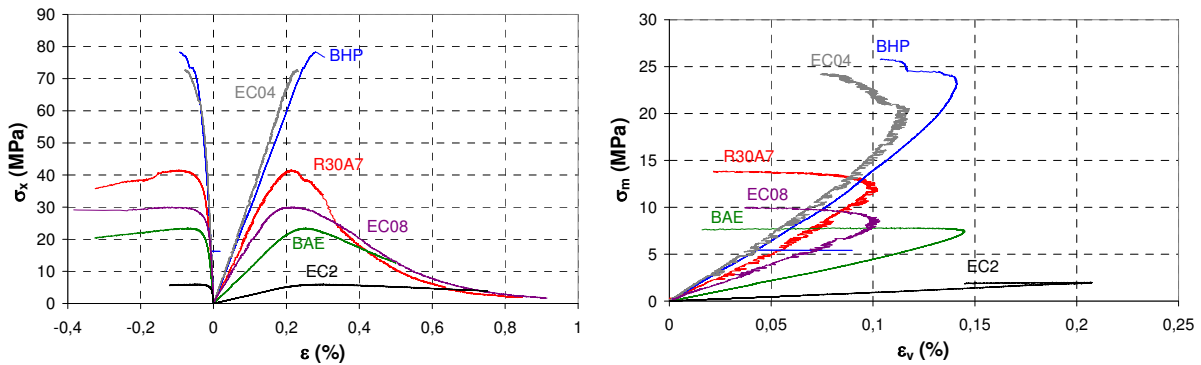


Figure 3-18. A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et radiale pour les essais de compression simple sur BHP, BAE, R30A7, EC08, EC04 et EC2. A droite : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les mêmes essais

Les résultats confirment bien pour les bétons modifiés que la contrainte maximale au pic augmente avec la diminution de la porosité. La raideur évolue de même, excepté pour le BHP qui apparaît un peu moins raide que le EC04. Etant moins poreux que ce dernier (E/C plus faible et ajout de fumée de silice), le BHP devrait présenter une raideur plus importante. Une première explication peut venir des retraits du BHP. Le retrait endogène (combinaison de la contraction Le Châtelier et de l'autodessiccation) est souvent plus important pour les BHP que pour les autres bétons (DE LARRARD, 2000) (AITCIN, 2001). Ce retrait cause de la microfissuration qui va fragiliser le BHP. D'autre part, Le retrait de dessiccation dû au séchage de l'échantillon dans l'étuve peut contribuer également à diminuer la résistance, même si l'effet de cette dessiccation est souvent rapporté plus faible pour les BHP que pour les bétons ordinaires. Les mécanismes de dessiccation (*cf.* 1.3.1) entraînent par variation de la pression capillaire, des pressions de disjonction et des énergies de surface, une rigidification du matériau comme une pression de confinement. Le matériau sec devrait donc être plus résistant. Mais cet effet est en compétition avec la microfissuration induite par la dessiccation. Pour le BHP donc, il est possible que la microfissuration induite par les différents retraits ait un effet plus important et que les bénéfices en terme de résistance et de rigidité dus au séchage soit compensés. Au chapitre 4, nous reviendrons sur ce sujet en comparant cet essai de compression simple sur BHP avec un autre réalisé sur un échantillon saturé.

La différence d'âge pourrait également expliquer la différence entre le BHP et le EC04. Mais l'éprouvette de EC04 a été testée à 197 jours contre 196 jours pour l'éprouvette de BHP. Ce n'est donc pas un effet de l'âge.

### 3.3.2 Comparaison du comportement triaxial

La figure 3-19 montre l'évolution du comportement volumique et déviatoire pour les essais triaxiaux à 50, 100, 200 et 600 MPa de confinement sur le BHP, le BAE, le R30A7 et les bétons modifiés : EC04, EC08, EC2.

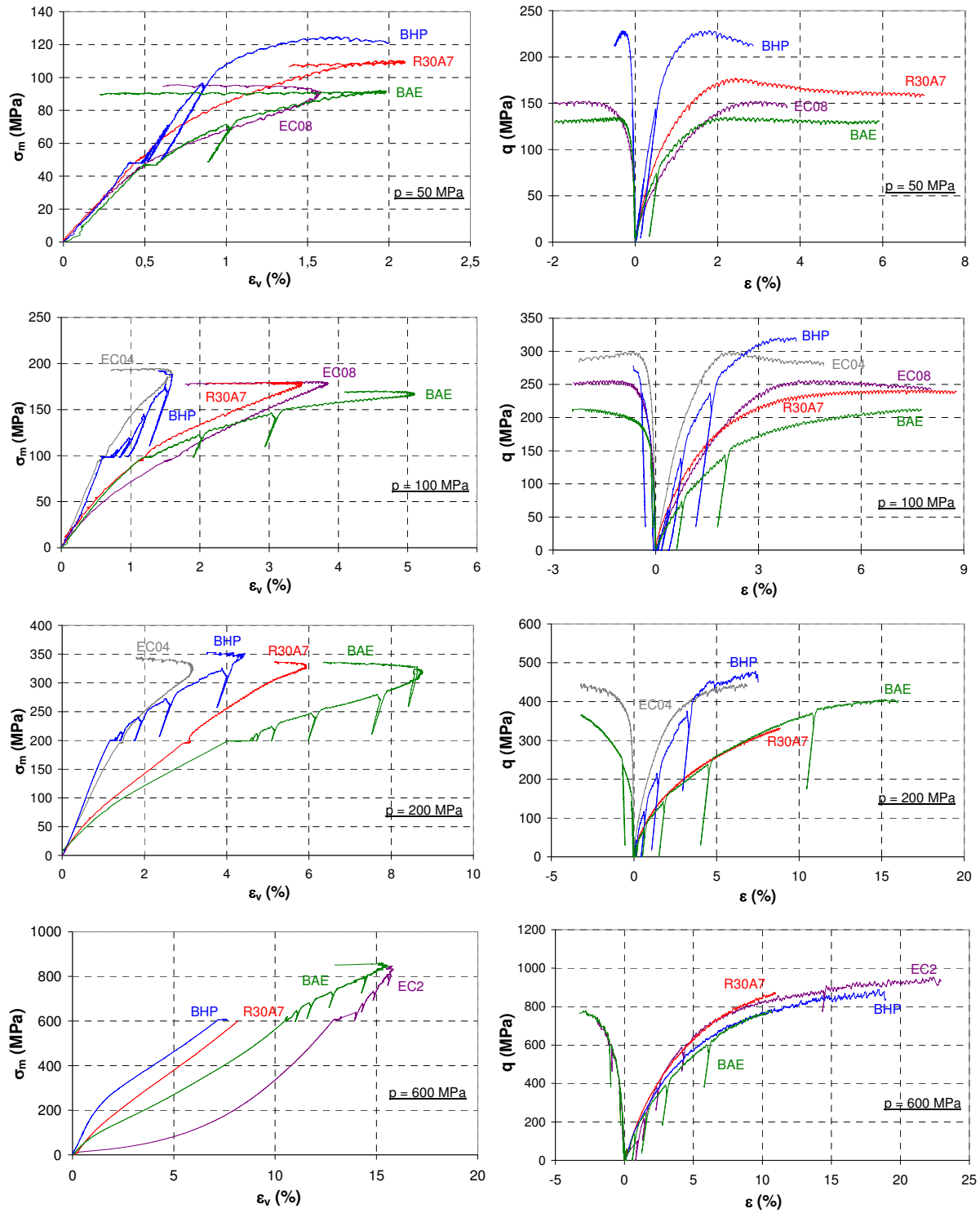


Figure 3-19. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique (à gauche) et évolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et orthoradiale (à droite), pour les essais triaxiaux réalisés à différentes pressions de confinement sur le BHP, le BAE, le R30A7, et les bétons modifiés : EC04, EC08 et EC2

Pour les essais à 50 MPa, le béton EC08 présente un comportement volumique linéaire jusqu'à 35-40 MPa environ puis sa matrice s'endommage et sa raideur commence à diminuer. Le comportement est donc similaire à celui du BAE. En phase déviatoire, la raideur initiale du EC08 est légèrement plus faible que celle du BAE, ce qui est normal puisqu'étant fortement poreux le chargement hydrostatique a plus endommagé sa matrice. Par contre le déviateur



maximal atteint est supérieur à celui du BAE (de 20 MPa). Une explication peut provenir du fait qu'à ce niveau de contrainte, la fermeture des pores se fait d'abord sur les pores de grandes tailles. Le BAE ayant une porosité d'air entraînée importante, qui représente une porosité à une échelle supérieure aux capillaires, sa résistance est sujette à l'ouverture de fissures entre ces grosss pores. Ainsi le déviateur maximal du BAE peut être moindre par rapport à l'EC08. Lorsque le confinement augmente (100 MPa), la courbe de comportement volumique hydrostatique du béton EC08 présente une diminution de son module plus importante que le BAE. Cela est normal puisque la porosité de sa matrice est bien plus importante. En revanche, en phase déviatoire, le comportement du EC08 est similaire à celui du R30A7 tandis que le BAE présente une raideur et un niveau de déviateur moindres. Pour Vu (VU, 2007), la matrice cimentaire du EC08 est déjà fortement endommagée et sa porosité se referme entraînant ainsi une augmentation de la raideur du matériau qui a alors un comportement proche du R30A7. La porosité du BAE n'est pas encore suffisamment refermée pour observer un comportement similaire. Même si l'on ne dispose pas d'essais à forts confinements sur le EC08, on peut raisonnablement affirmer au vu de l'évolution de son comportement qu'il va présenter un comportement identique à celui des autres bétons. Là encore c'est parce que son comportement est régit par le squelette granulaire qui est identique pour tout ces bétons.

Le béton EC04 montre un comportement proche de celui du BHP. Sa matrice cimentaire bien que plus résistante que le R30A7, le BAE ou le EC08 commence à s'endommager avant celle du BHP (entre 130 et 140 MPa), et atteint un déviateur légèrement inférieur. Cela était attendu puisque le BHP a un rapport E/C plus faible ainsi que des fumées de silice qui densifie le squelette.

Le béton EC2 présente une courbe de comportement volumique hydrostatique particulière. Vu que sa matrice cimentaire est très peu cohésive, le matériau s'endommage quasiment immédiatement lorsqu'on le charge. La raideur, très faible au début, ne fait ensuite qu'augmenter au fur et à mesure du chargement. En effet, son comportement est essentiellement régit par la fermeture de la porosité puisque la matrice cimentaire n'oppose quasiment pas de résistance. La déformabilité du matériau est donc très importante jusqu'à ce que la porosité soit suffisamment refermée pour que l'empilement granulaire soit semblable à celui des autres bétons.

Globalement donc, on voit que quelque soit la nature ou la quantité de porosité du béton, ses effets ne sont plus visibles sous forts confinements.

### 3.3.3 Comparaison des états limites et faciès de rupture

On se propose ici de comparer les faciès de rupture et les états limites obtenus sur le BHP et le BAE avec ceux obtenus sur le R30A7 et les bétons modifiés.

La figure 3-20 montre les états limites en termes de seuils de contrainte, obtenus pour les essais triaxiaux réalisés sur le BHP, le BAE, le R30A7 et les bétons modifiés. Afin de mieux visualiser les différences entre les différents bétons, la figure 3-21 montre les mêmes états limites mais rapportés aux états limites du béton de référence R30A7.

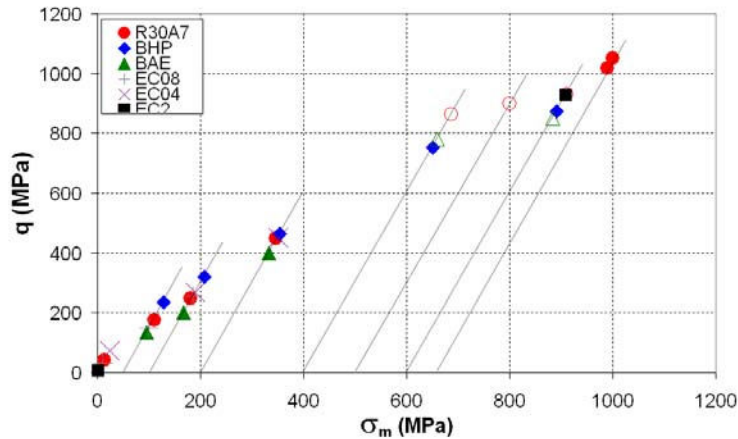


Figure 3-20. Evolution des états limites en seuil de contraintes obtenus pour les essais triaxiaux à différentes pressions de confinement sur les bétons étudiés (BHP, BAE, R30A7, EC04, EC08, EC2).  
Déviateur en fonction de la contrainte moyenne

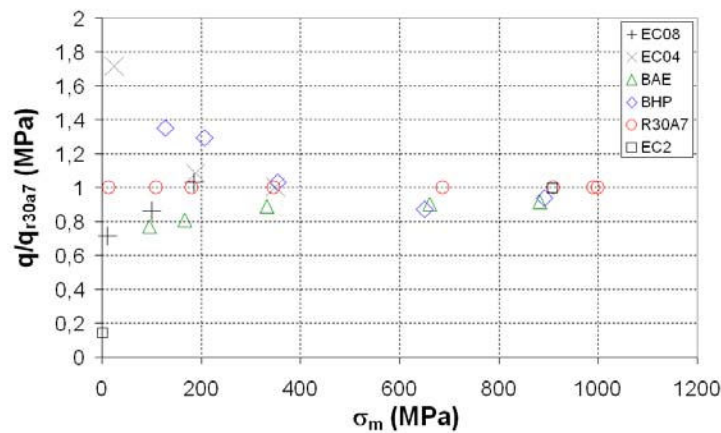


Figure 3-21. Evolution des états limites en seuil de contraintes obtenus pour les essais triaxiaux à différentes pressions de confinement sur les bétons étudiés (BHP, BAE, R30A7, EC04, EC08, EC2).  
Déviateur relatif au déviateur du R30A7 en fonction de la contrainte moyenne

A faible niveau de contrainte moyenne, l'état limite en contrainte du béton est fortement dépendant de la porosité de la pâte de ciment. Plus cette dernière est poreuse, moins le béton est résistant et inversement. Le BAE étant plus poreux que le EC08 sa résistance est moindre et la résistance du EC08 est plus faible que le R30A7. Inversement le BHP à une résistance plus importante que le EC04 qui lui-même est plus résistant que le R30A7. On remarquera que les états limites du BAE sont légèrement en dessous de ceux du EC08 et ce bien que le rapport E/C du EC08 soit plus grand et donc sa porosité capillaire plus importante. Mais le BAE a également une forte porosité d'air entraînée qui est connectée au réseau capillaire, donc sa porosité est plus importante, et sa résistance s'en voit en conséquent diminuée.

Au fur et à mesure que la contrainte moyenne augmente, on s'aperçoit que l'effet de la porosité se réduit et que les états limites du BHP, du BAE et des bétons modifiés tendent vers ceux du R30A7. En effet, la matrice cimentaire s'endommage et perd sa cohésion, le comportement est alors régi par l'empilement granulaire qui est semblable pour tous les bétons étudiés ici. Dès 180 MPa de contrainte moyenne, les états limites du EC08 et EC04 sont confondus avec ceux du R30A7. Les états limites du BHP se confondent plus tardivement avec ceux du R30A7 car la porosité de sa matrice est plus faible et donc elle garde une cohésion plus tardivement. Les états limites du BAE tendent également à se rapprocher de ceux du R30A7 plus tardivement que le EC08 car même si sa matrice

cimentaire a déjà perdu sa cohésion, sa porosité est encore supérieure à celle du R30A7 et donc sa résistance est encore moindre. Sur les courbes de comportement volumique du BAE et du EC08 pour l'essai à 200 MPa de confinement (cf. 3.3.2), on voit que le béton EC08 et le R30A7 suivent une évolution semblable tandis que le BAE est beaucoup moins raide car une partie plus importante de sa porosité n'est pas encore refermée. C'est pourquoi l'état limite atteint par le BAE est inférieur au R30A7 et au EC08 pour cet essai.

La figure 3-22 montre l'évolution des faciès de rupture obtenus sur les différents bétons après les essais triaxiaux réalisés sous différentes pressions de confinement.

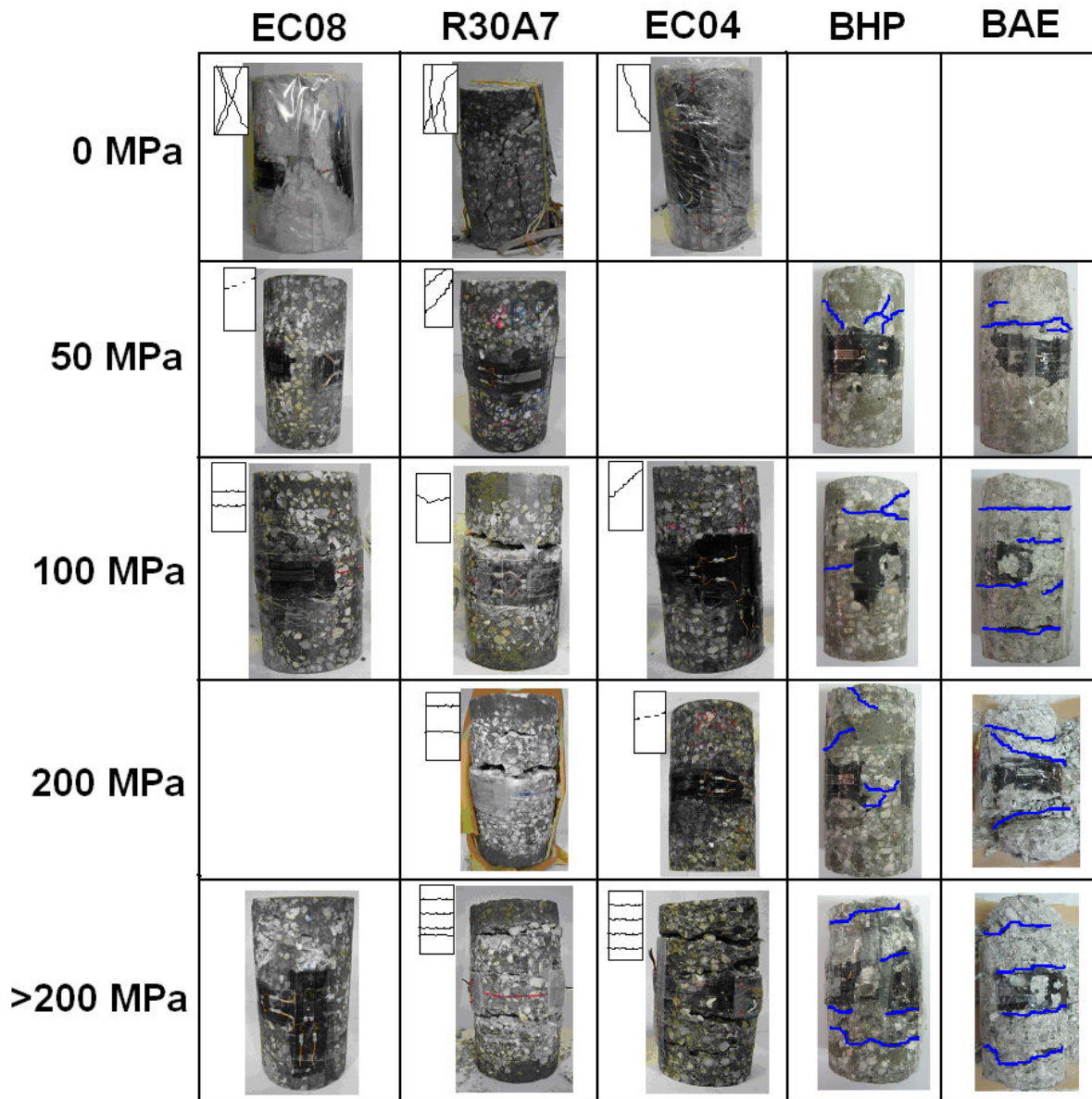


Figure 3-22. Comparaison des faciès de rupture des bétons BHP, BAE, EC04, EC08 et R30A7

En compression simple, le R30A7 présente un faciès de rupture classique d'un comportement adoucissant, des fissures très inclinées, proches de la direction axiale. En théorie, ces plans de fissures devraient être parfaitement axiaux, car la rupture est associée à des contraintes d'extensions dans la direction radiale par le biais du chargement axial. Ici il apparaît que les fissures tendent vers les extrémités à avoir une inclinaison, ce qui forme des cônes. Ces cônes

bien plus visibles sur le faciès de rupture du EC08 sont dus aux frottements entre les plaques de la presse et l'échantillon. Dans ces zones, le chargement n'est donc pas de la compression simple pure. Le béton EC04 présente lui un faciès de rupture différent : une bande oblique qui coupe très nettement l'échantillon en deux parties en raison de sa rupture brutale au pic de contrainte. Ce faciès est associé selon Vu à un comportement fragile (VU, 2007). Le BHP lui présente un endommagement très important : plusieurs bandes coupent l'échantillon mais elles sont semblables à celle du béton EC04.

A faible niveau de confinement (50 MPa), les faciès de rupture des bétons testés présentent une rupture plus localisée avec une ou deux fissures inclinées à  $45^\circ$  dans le cas du R30A7,  $30^\circ$  dans le cas du EC08, et des bandes horizontales dans le cas du BAE. Les résultats de Sfer (SFER, 2002) présentent des faciès similaires au R30A7 pour des confinements jusqu'à 60 MPa (*cf.* 1.2.3). Il apparaît donc que plus le béton est poreux, plus l'inclinaison des fissures se rapproche de l'horizontale pour des confinements faibles. La rupture associée aux contraintes déviatoires observées sur le R30A7 devient pour le BAE une rupture avec des bandes de compaction associées à une perte localisée de la cohésion de la matrice cimentaire et à un réarrangement des grains.

A 100 MPa, le R30A7 présente une bande de localisation horizontale tandis que le EC08 en montre deux et le BAE, 4. Le nombre de bandes de localisation semble donc augmenter avec la porosité. Le BAE, lui, est très endommagé et une grande partie des granulats semble déchaussée mais ils ne sont pas endommagés. Cela conforte l'idée d'un mouvement des granulats lors de la perte de cohésion de la matrice cimentaire. Le BHP et le béton EC04 présentent pour leur part des bandes inclinées jusqu'à 200 MPa. L'inclinaison tend à diminuer pour le EC04 mais cela est moins net pour le BHP. Du fait de leur faible porosité, les matrices cimentaires de ces bétons gardent donc une cohésion plus tardivement que les autres bétons.

Au-delà de 200 MPa (400 et 600 MPa), on observe 4 bandes de compaction pour chacun des bétons. Le déchaussement des granulats apparaît plus important lorsque la porosité du béton augmente.

### 3.3.4 Conclusion

Dans ce paragraphe les résultats des essais sur le BHP et le BAE ont été comparés à ceux de 3 bétons modifiés. Le premier est un béton dont le rapport E/C est diminué à 0,4 (EC04). Pour le deuxième, le rapport E/C est augmenté à 0,8 (EC08). Le troisième béton a un rapport E/C de 2 et un filler calcaire a été ajouté au ciment. La comparaison des résultats des essais sur les différents bétons permet de tirer les mêmes conclusions que lors de la comparaison des résultats du BAE et du BHP avec le R30A7 (*cf.* 3.2). La porosité joue un rôle très important sur le comportement en compression simple car la réponse du matériau est gouvernée par la cohésion de la matrice cimentaire. Plus elle est poreuse, moins sa résistance et sa raideur sont importantes. Sous forts confinements, le comportement de tous ces bétons devient similaire lorsque la porosité de chacun est suffisamment refermée par le processus de compaction. En effet, c'est alors le squelette granulaire qui pilote le comportement du matériau et ce squelette est identique pour tous les bétons.

## Conclusion du chapitre 3

Ce chapitre a pour but de mettre en évidence l'influence de la porosité sur le comportement mécanique du béton. Pour cela des essais de compression simple et triaxiale ont été réalisés sur le BHP et le BAE. Dans un premier temps les résultats ont été comparés indépendamment pour voir l'effet de la pression de confinement sur chacun des deux bétons. Le comportement en compression simple montre une réponse fragile pour le BHP avec une résistance élevée, et une réponse avec une diminution de la raideur et un comportement post-pic adoucissant pour le BAE. Le comportement est régi par la cohésion de la matrice cimentaire. L'augmentation de la pression de confinement fait intervenir le phénomène de compaction pour les deux bétons. L'endommagement de la matrice cimentaire provoque d'abord une diminution de la raideur des matériaux, tandis que la densification du squelette sous l'action de la fermeture des pores provoque ensuite une augmentation de cette même raideur. Plus la matrice perd sa cohésion, plus le béton se comporte comme un empilement granulaire non cohésif.

Dans un deuxième temps, les résultats des essais sur le BHP et le BAE ont été comparés à ceux obtenus sur le R30A7. Le comportement en compression simple est fortement influencé par la porosité du béton. En effet, la réponse du matériau étant dépendante de la cohésion de la matrice cimentaire, plus cette dernière est poreuse, moins le matériau sera résistant. Lorsque le confinement augmente, la déformabilité du matériau est d'abord fortement influencée par la porosité. Plus le matériau est poreux, plus sa déformabilité augmente pour une contrainte donnée. Lorsque le confinement devient très important, la porosité est pratiquement refermée et le comportement des matériaux est régi par la cohésion du squelette qui est pratiquement le même pour les trois bétons. Les courbes de comportement sont alors identiques, la porosité n'a plus d'effet.

Dans une dernière partie, les résultats des essais sont comparés à ceux obtenus sur des bétons modifiés à partir du R30A7. Seul le rapport E/C de ces bétons change. Les résultats des essais sur ces matériaux confirment que quelque soit la quantité et la nature de la porosité, elle n'a plus d'effets sous forts confinements.

---

## Chapitre 4 : Influence de l'eau

---

### Introduction

Ce chapitre a pour but de montrer l'influence de l'eau sur le comportement mécanique macroscopique du béton sous forts confinements. Des essais de compression simple et triaxiaux à 50, 100, 200, 400 et 600 MPa de pression de confinement ont été réalisés sur des échantillons saturés de béton BHP et BAE. Le protocole de préparation de ces bétons et des échantillons testés a été abordé dans le chapitre 2. A titre de comparaison on dispose des essais de compression simple et triaxiale réalisés sur le béton R30A7 saturés par Vu (VU, 2007). Ces travaux ont montré l'influence majeure de l'eau sur le comportement triaxial du béton fortement confiné. Dans la première partie de ce chapitre une comparaison entre les résultats obtenus sur le BHP et le BAE saturés avec ceux du R30A7 est proposée.

Les études de l'effet de l'eau de Vu porte sur le R30A7 sec ou saturé. Des essais sur béton humides ont été développés mais leur degré de saturation était mal maîtrisé. On propose donc dans un deuxième temps du présent chapitre une étude sur le R30A7 avec des degrés de saturation intermédiaires entre les états sec et saturé. Le degré de saturation de ces échantillons a été fixé grâce aux enceintes de contrôle de l'humidité relative, dont le développement a été abordé au chapitre 2.

### 4.1 Influence de l'eau sur le comportement mécanique du BHP saturé

Dans cette partie, on s'intéresse au comportement mécanique du BAE et du BHP saturé. Pour chacun des bétons, on compare les résultats obtenus avec ceux obtenus sur le béton sec (chapitre 3), puis on compare les résultats avec ceux du R30A7.

Un bloc de BHP a été coulé et conservé dans l'eau. Le coulage et la préparation des échantillons s'est faite en suivant le protocole développé dans le chapitre 2. Le tableau 4-1 montre les différents essais réalisés sur le BHP saturé.

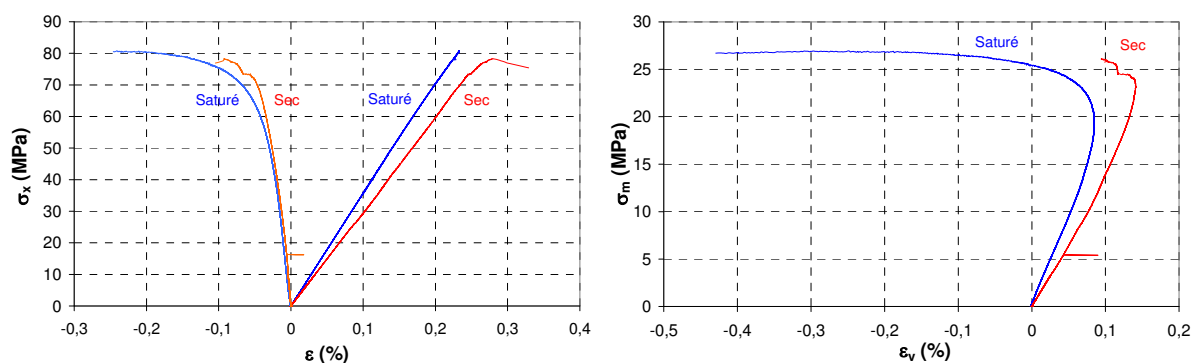
Bloc coulé le 19/01/12		
Essai	Confinement	Date
Compression simple	0	16/02/2012
Compression triaxiale	50	20/07/2012
	100	16/07/2012
	200	10/07/2012
	400	04/07/2012
	600	09/07/2012

Tableau 4-1. Essais réalisés sur le béton BHP saturé en eau

L'essai de compression simple est réalisé à 28 jours. Les essais triaxiaux ont été réalisés plus de 5 mois après le coulage.

#### 4.1.1 Effets sur le comportement en compression simple

La figure 4-1 montre dans sa partie gauche l'évolution de la contrainte axiale appliquée en fonction des déformations axiale et radiale, pour l'essai de compression simple réalisé à 28 jours sur le BHP saturé. La partie de droite montre l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour le même essai. A titre de comparaison sur chacun des deux graphes, les résultats obtenus lors des essais de compression simple sur le BHP sec sont également présentés.



Les résultats de ces essais montrent que le BHP sec présente un comportement moins raide que le saturé. La contrainte maximale atteinte est pratiquement la même pour les deux échantillons (78 MPa pour le sec et 81 MPa pour le saturé). On s'attendrait à observer une résistance plus importante pour le matériau sec car les mécanismes de dessiccation provoquent un effet de confinement. Certains auteurs ont déjà constaté une décroissance de la résistance à la compression après une période de mûrissement à l'air et spécialement sur des bétons avec



des fumées de silice (DE LARRARD et AÏTCIN, 1993). L'origine en est encore méconnue mais une explication met en cause le degré d'autodessiccation atteint pendant les premières 24 h du mûrissement du béton. En effet sans utilisation de retardateur ou d'effet de retardateur induit par un dosage élevé en superplastifiant, l'autodessiccation a le temps de se développer de manière significative jusqu'à la mise dans l'eau après 24 h. Les éprouvettes soumises à ce fort retrait sont ainsi plus sensibles au séchage à l'air car elles possèdent un réseau de microfissures interconnectées plus important. Dans notre cas, les éprouvettes ont été conservées 24 h dans leur moule à l'abri des échanges hydriques avec l'extérieur, avant d'être mise dans l'eau. Mais sans retardateur de prise, le retrait d'autodessiccation a pu se développer pendant ces 24 h. Il est donc possible que l'effet bénéfique attendu (en terme de résistance) du séchage ait été compensé par les effets importants de l'autodessiccation puis du séchage lui-même.

## 4.1.2 Effets sur le comportement triaxial

### 4.1.2.1 Comportement axial

La figure 4-2 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale, pour les essais triaxiaux à différentes pressions de confinements réalisés sur le BHP saturé (à gauche) et à titre de comparaison sur le BHP sec (à droite).

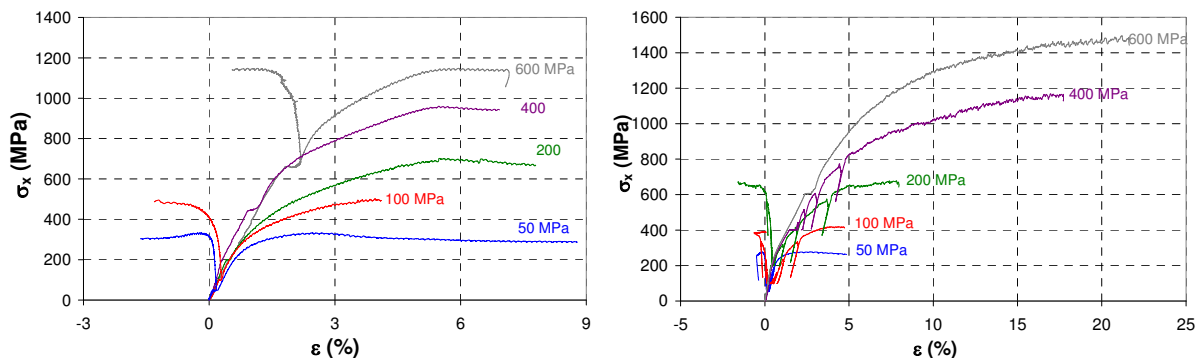


Figure 4-2. A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et radiales obtenue pour les essais triaxiaux sous différentes pressions de confinement, réalisés sur le BHP saturé. A droite : même figure mais pour le BHP sec

Les essais saturés étant délicats dans leur préparation, aucune jauge orthoradiale n'a pu être conservée lors des essais à 200 et 400 MPa de confinement. Les signaux présentent en phase hydrostatique une bonne cohérence, excepté pour l'essai à 400 MPa qui apparaît plus raide que les autres. Un essai supplémentaire à 400 MPa de confinement aurait donc été nécessaire pour remédier à ce problème. Globalement l'homogénéité du béton est toutefois validée. Comme pour le béton sec, la capacité de chargement augmente significativement avec le confinement, mais dans des proportions différentes. Il apparaît que pour les confinements de 50 et 100 MPa la contrainte atteinte sur les échantillons saturés est légèrement supérieure à celle des échantillons secs. Pour l'essai à 200 MPa, la contrainte maximale au pic est de 20 MPa supérieure pour l'échantillon saturé que pour le sec. Le niveau de déformation atteint est lui plus faible : 5,7 % pour l'échantillon saturé contre 7,8 % pour le sec. Lorsque le confinement augmente, les niveaux de déformations et les valeurs de contraintes au pic sont à l'inverse plus importantes pour le béton sec que pour le béton saturé.



### 4.1.2.2 Comportement volumique

La figure 4-3 montre l'évolution du comportement volumique du BHP saturé pour les différentes pressions de confinement appliquées.

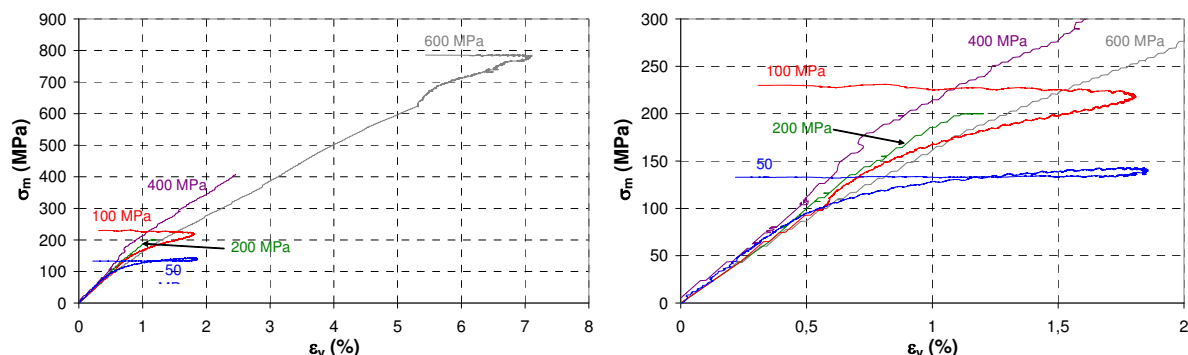


Figure 4-3. A gauche : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux réalisés à différentes pressions de confinement sur le béton BHP saturé en eau. A droite : Agrandissement de la courbe précédente

Pour les essais saturés à 200 et 400 MPa, ainsi que pour les essais secs à 400 et 600 MPa, les jauges orthoradiales n'ont pas tenu. Ainsi la déformation volumique est estimée pour ces essais comme trois fois la déformation du LVDT (en supposant le chargement appliqué isotrope).

Ces résultats montrent une bonne cohérence des signaux en phase hydrostatique, ce qui montre la bonne reproductibilité des échantillons, sauf l'essai à 400 MPa dont le signal diverge au-delà de 100 MPa. Cela semble vraisemblablement dû à un problème dans la chaîne de mesure.

La figure 4-4 montre l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique, obtenue pour chaque niveau de confinement sur le BHP saturé et sec.

Jusqu'à 170 MPa de contrainte moyenne, les comportements hydrostatiques des BHP sec et saturé sont très similaires. En effet, la matrice cimentaire est encore fortement cohésive pour ces niveaux de contrainte et c'est cette même matrice qui va piloter le comportement du béton. L'eau libre n'a ici pas d'effets notables. On peut observer sur l'essai à 50 MPa de confinement une raideur plus grande pour l'échantillon saturé que pour le sec, pendant la phase hydrostatique. Vu que pour les autres essais le comportement des deux bétons est similaire, il est plus probable que cet écart soit dû à une erreur de mesure. Cependant, il apparaît que pour les autres essais, les courbes de comportement volumique des BHP saturé sont très légèrement plus raides que pour le BHP sec. Les retraits d'autodessiccation et de dessiccation induisent de la microfissuration qui peut expliquer cet écart.

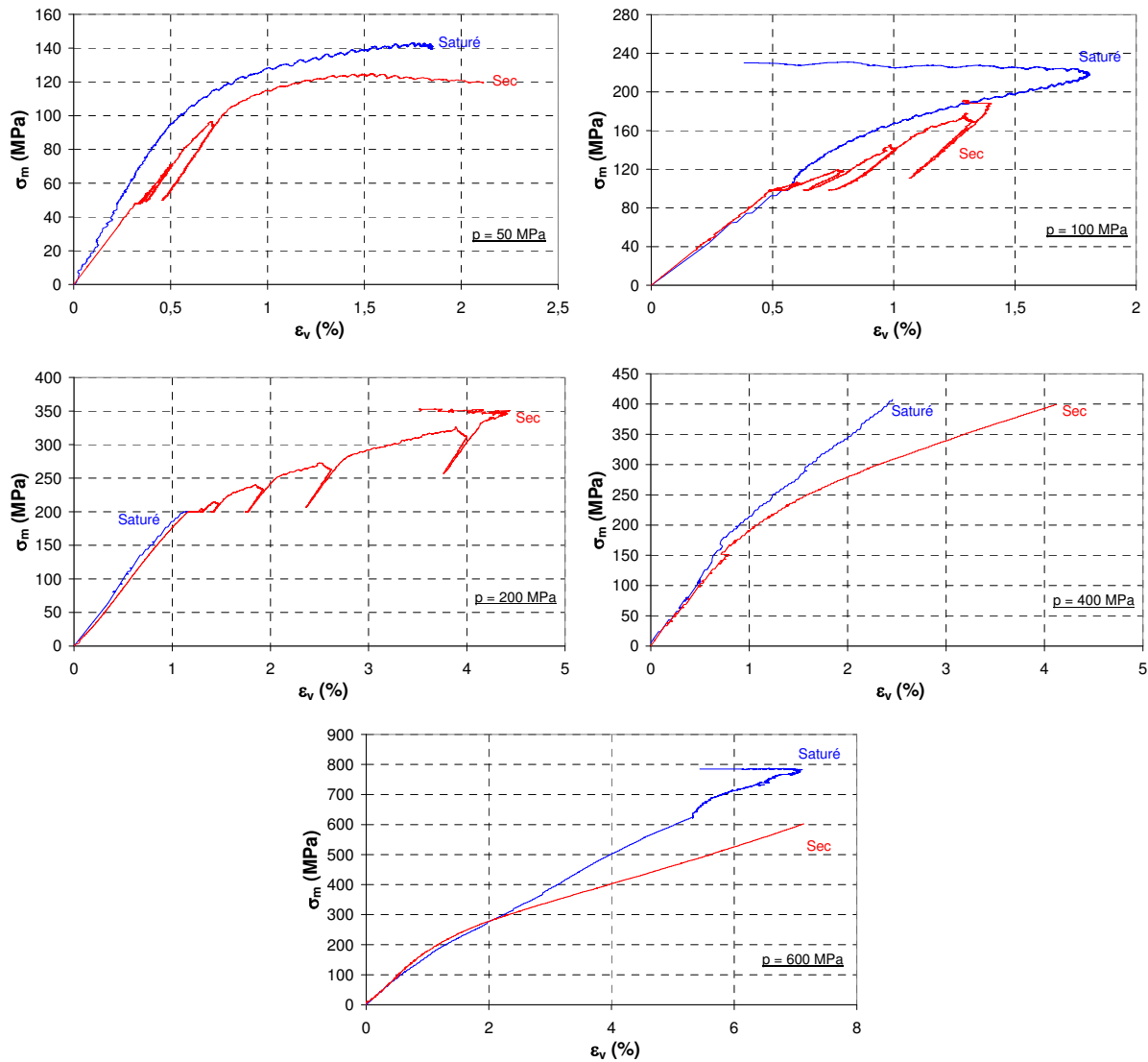


Figure 4-4. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique obtenue pour chaque pression de confinement sur le BHP saturé et sec

A partir de 170 MPa de contrainte moyenne, les matrices des BHP sec et saturé s'endommagent et commencent donc à perdre une partie de leur cohésion, ce qui entraîne une diminution de la raideur des deux bétons. Jusqu'à 350 MPa de contrainte moyenne, le comportement hydrostatique du BHP saturé montre une diminution du module, puis au delà de 350 MPa, une augmentation de ce même module. Pour le BHP sec on observe un comportement hydrostatique similaire mais le module tangent commence à augmenter plus tardivement (à partir de 400 MPa de contrainte moyenne). On peut remarquer que la baisse du module tangent est bien plus marquée sur les échantillons secs et au contraire, le raidissement du matériau est plus marqué pour le béton saturé. Ces observations mettent en évidence l'effet de l'eau interstitielle. En effet, au fur et à mesure de la fermeture de la porosité sous l'effet du chargement, l'eau interstitielle se met en pression. Cette eau en pression ralentit la densification du matériau saturé qui se comporte alors comme un matériau granulaire saturé non drainé. Le niveau de déformation atteint lorsque le béton est saturé est donc plus faible que dans le cas d'un échantillon sec où la porosité peut se refermer librement. A 600 MPa, en fin de phase hydrostatique, on observe un écart de 25 % entre les niveaux de déformation volumique des BHP sec et saturé. Cette valeur a déjà été observée dans les travaux de Vu sur le R30A7 (VU, 2009).

En phase déviatoire, la raideur des échantillons saturés est plus grande que celle des bétons secs, pour les essais à 50 et 100 MPa de confinement. La matrice cimentaire étant peu endommagée pendant la phase hydrostatique (pour ces niveaux de contrainte moyenne), le module moyen du matériau saturé va dépendre du module du squelette granulaire et de celui de l'eau qui remplit les pores, tandis que pour le matériau sec le module va dépendre de celui de l'air qui est plus faible. Ainsi le module moyen du matériau est plus faible pour le matériau sec que pour le matériau saturé.

#### 4.1.2.3 Comportement déviatoire

La figure 4-5 montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour les essais triaxiaux réalisés sur le BHP saturé à différentes pressions de confinement.

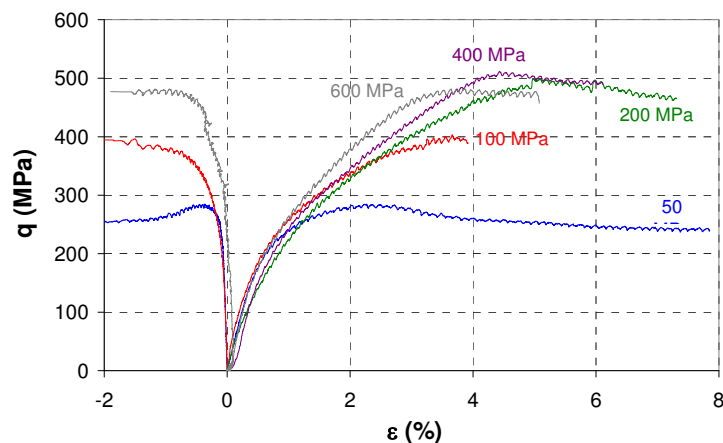


Figure 4-5. Evolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et orthoradiale, pour les essais triaxiaux sur BHP saturé à différentes pressions de confinement

Il apparaît que la pression de confinement fait d'abord augmenter le niveau de déviateur maximal atteint mais que pour les essais à 200, 400 et 600 MPa, ce dernier n'augmente plus. Pour ces niveaux de confinement, il semble que le comportement de la matrice cimentaire soit gouverné par la présence de l'eau qui dont la pression interstitielle augmente certainement. Le matériau se comporte alors comme un matériau granulaire saturé non drainé. La raideur en début de phase déviatoire est pratiquement la même pour tous les échantillons. Cette observation a déjà été faite sur le BHP sec (cf 3.1.1.2). Le processus de compaction se poursuit en phase déviatoire et l'augmentation de raideur due à la densification du matériau est compensée par l'augmentation de l'endommagement de sa matrice cimentaire.

La figure 4-6 montre l'évolution du comportement déviatoire des BHP secs et saturés, pour chaque niveau de confinement.

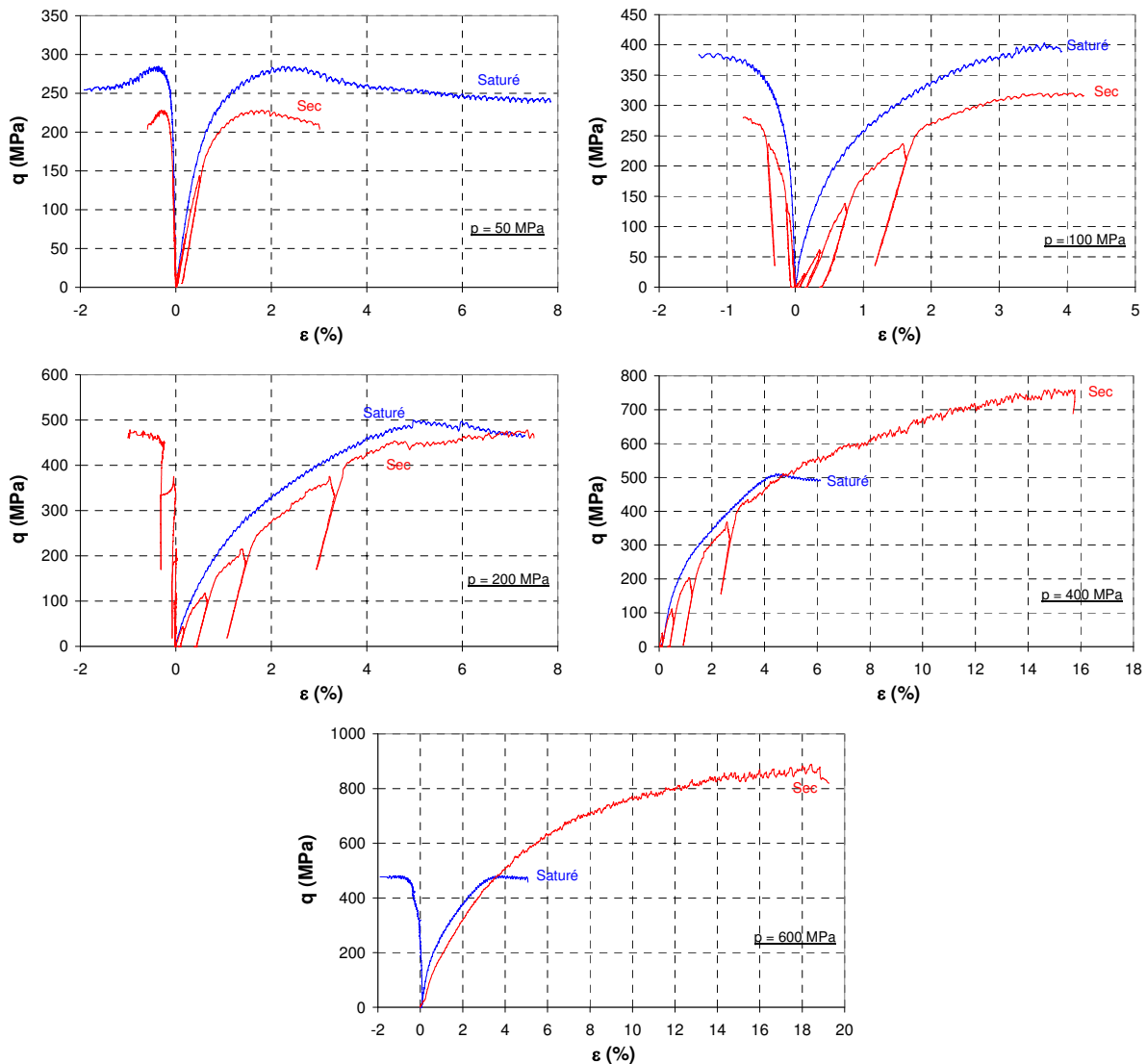


Figure 4-6. Evolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et radiale, obtenu pour chaque pression de confinement sur le BHP sec et saturé

Le déviateur maximal atteint par l'échantillon saturé est plus important que celui atteint par l'échantillon sec, sur l'essai à 50 MPa de confinement. Comme il a déjà été expliqué pour le cas de la compression simple, le retrait d'autodessiccation peut expliquer cette différence. En revanche, il n'y a pas à ce jour d'explication à l'écart important observé entre les niveaux de déviateur atteints sur l'essai à 100 MPa de confinement. Pour les essais avec des pressions de confinement supérieur, les niveaux de déviateur atteints pour les échantillons saturés stagnent à environ 500 MPa probablement car l'eau reprend les contraintes déviatoire appliquées. Pour les échantillons secs en revanche, le déviateur maximal atteint est plus important. Par ailleurs, la pression interstitielle dans le béton saturé rigidifie l'ensemble de l'échantillon et l'on observe une raideur plus importante pour ces échantillons.

#### 4.1.3 Etats limites et faciès de rupture

La figure 4-7 montre l'évolution des états limites en contrainte obtenus sur le BHP sec et saturé.

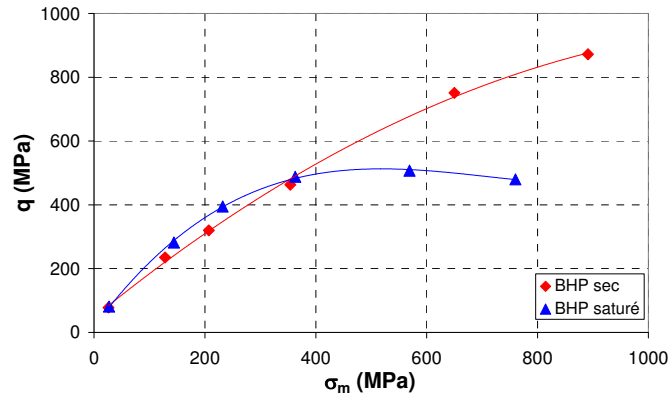


Figure 4-7. Evolution des états limites en contraintes obtenus lors des essais triaxiaux sur le BHP sec et saturé

Les états limites obtenus sur les échantillons saturés coïncident avec ceux obtenus sur les secs en compression simple et à 200 MPa. Pour les essais à 50 et 100 MPa, les états limites des échantillons saturés sont plus importants que les secs. A partir des essais à 200 MPa, les états limites des échantillons saturés forment un plateau tandis que les états limites des échantillons secs continuent d'augmenter. La courbure de l'enveloppe des états limites saturés est bien plus importantes que celle des échantillons secs qui est pratiquement linéaire. L'eau interstitielle a donc un effet important sur les courbes d'états limites.

La figure 4-8 montre l'évolution des faciès de rupture obtenus sur le BHP sec et saturé.

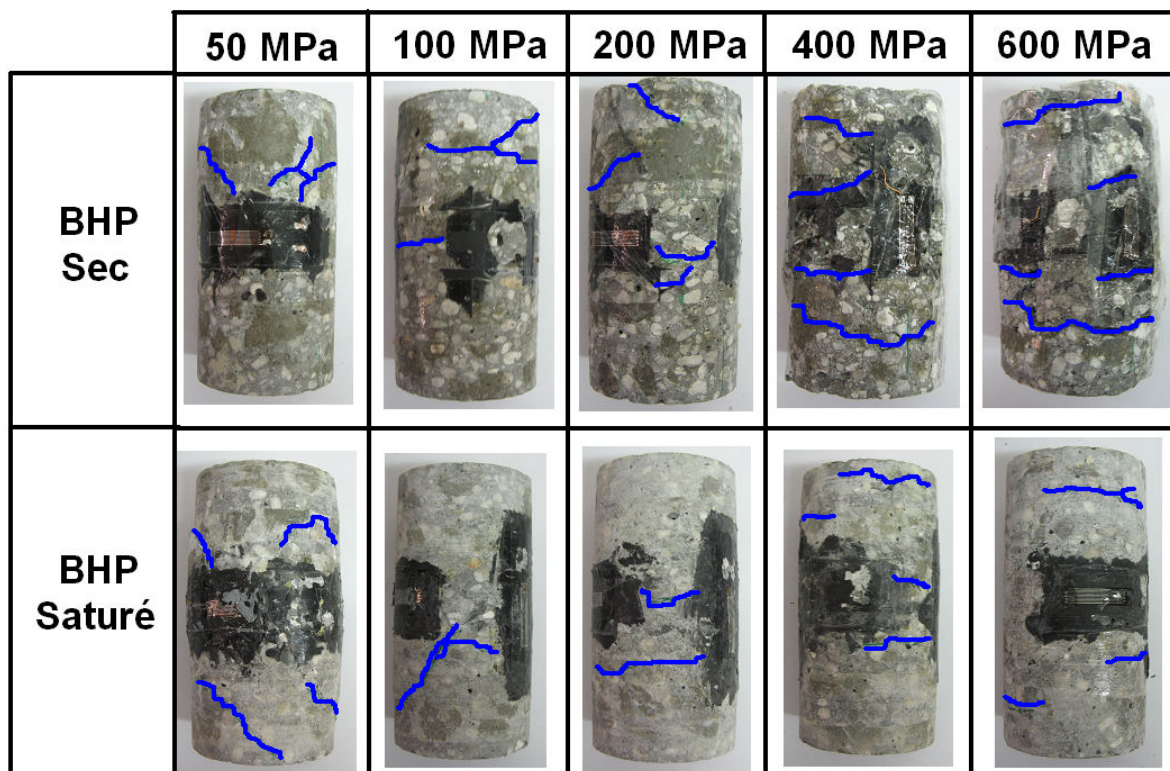


Figure 4-8. Evolution des faciès de rupture des échantillons de BHP secs et saturés à différentes pressions de confinement

Les faciès de rupture obtenus sur les BHP sec et saturé sont semblables jusqu'à l'essai à 100 MPa de confinement, ce qui semble normal vu que le comportement est régi à ces niveaux de contrainte par la matrice cimentaire. L'essai à 200 MPa saturé présente déjà des bandes de localisation horizontales, tandis que pour l'échantillon sec, une bande est encore inclinée. Enfin, pour les essais à 400 et 600 MPa de confinement, les faciès de rupture sont semblables entre les échantillons secs et saturés qui présentent tous des bandes de compaction horizontales. L'eau semble donc jouer un rôle sur les faciès de rupture lorsque la matrice cimentaire perd sa cohésion. La pression interstitielle augmente alors avec le déviateur appliqué. Les bandes de compaction horizontales sont observables dès ce niveau de confinement sur les échantillons saturés, signe que la pression interstitielle accentue la contrainte effective du matériau.

#### 4.1.4 Conclusion

En compression simple, les résistances des échantillons secs et saturés sont identiques alors que les effets de la dessiccation sont censés renforcer le béton par un effet de confinement, comme c'est le cas pour les bétons ordinaires. Dans les BHP, le retrait d'autodessiccation est plus important que pour des bétons ordinaires et de la microfissuration se crée, qui sera renforcée pendant la dessiccation à l'étuve des échantillons secs. Ainsi le gain en résistance dû au séchage n'apparaît pas ici. Pour les essais confinés, on observe un comportement volumique hydrostatique similaire pour les BHP sec et saturé, et ce tant que la matrice cimentaire du matériau conserve sa cohésion. Lorsque le confinement devient important (400 MPa), les courbes de comportement volumique hydrostatique du BHP saturé montrent que l'eau joue un rôle important. Le niveau de déformation est bien plus faible (de 25 % à 600 MPa) pour le béton saturé. En effet, lorsque la matrice cimentaire perd sa cohésion, la fermeture des pores va faire augmenter la pression de l'eau interstitielle, ce qui va jouer sur la raideur du béton. Cet effet de pression interstitielle est également visible sur les courbes de comportement déviatoire. Lorsque l'eau se met en pression le béton se comporte comme un matériau granulaire saturé non drainé et le niveau de déviateur n'augmente plus (c'est le cas sur les essais à 400 et 600 MPa). Les états limites du BHP saturé sont légèrement supérieurs aux secs jusqu'à 200 MPa de confinement. Puis la pression interstitielle devient importante et les états limites stagnent. Les faciès de rupture montrent que pour les échantillons saturés, l'apparition des bandes de compaction horizontales se fait dès l'essai à 200 MPa au lieu de 400 MPa pour le BHP sec. Cela montre que l'effet de pression interstitielle accélère la rupture du béton.

## 4.2 Influence de l'eau sur le comportement mécanique du BAE saturé

On se propose maintenant de regarder l'effet de l'eau sur le comportement du BAE en présentant les résultats obtenus sur des essais triaxiaux réalisés sur des échantillons de BAE saturés.

Un bloc a été coulé le 16/06/2012. La fabrication et la méthode de préparation des échantillons suit le protocole établi dans le chapitre 2. Le tableau 4-2 montre les différents essais réalisés sur ces échantillons.

Bloc 3 coulé le 16/06/12		
Essai	Confinement (MPa)	Date d'essai
compression triaxiale	50	30/10/2012
	100	25/10/2012
	200	24/10/2012
	400	13/11/2012
	600	14/11/2012

Tableau 4-2 Essais réalisés sur le BAE saturé

Les échantillons sont conservés dans l'eau jusqu'aux essais, ici entre 4 et 5 mois après le coulage.

## 4.2.1 Effets sur le comportement en compression triaxiale

### 4.2.1.1 Comportement axial et radial

La figure 4-9 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et radiale pour les essais triaxiaux réalisés sous différentes pressions de confinement sur le BAE saturé. Dans la partie de droite sont rapportés les résultats obtenus sur le BAE sec.

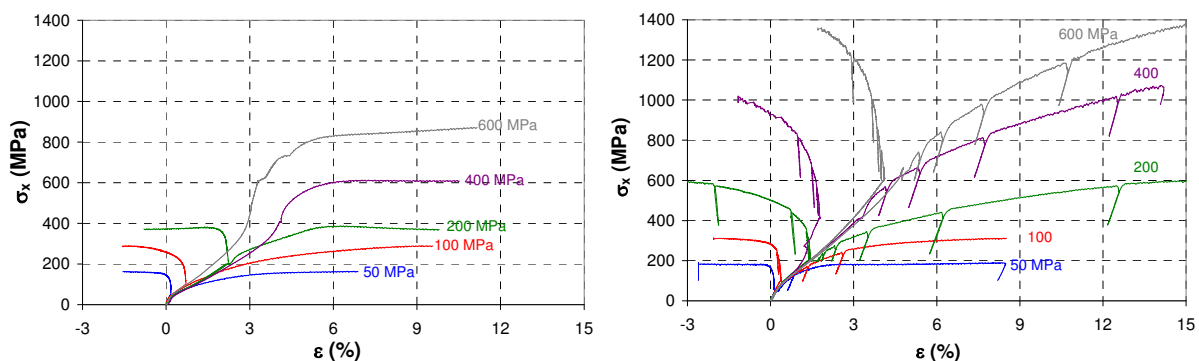


Figure 4-9. A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et radiale pour les essais triaxiaux sur BAE saturé réalisés à différentes pressions de confinement. A droite : même évolution mais pour le BAE sec

Pour les essais à 400 et 600 MPa de confinement sur le BAE saturé, aucune jauge n'a pu être conservée. Les essais à 50, 100 et 200 MPa de confinement présentent une bonne cohérence des signaux en phase hydrostatique. En revanche, les essais à 400 et 600 MPa montrent des bétons moins rigides dont la déformation est donc plus importante. Les échantillons provenant du même bloc, il peut s'agir d'un problème d'homogénéité du bloc ou d'un problème pendant l'essai.

De manière générale, les courbes de comportement des bétons saturés présentent des paliers de contrainte très marqués par rapport aux secs, et à des niveaux de contrainte plus faibles. Les niveaux de déformation atteints aux plateaux sont également plus faibles pour les échantillons saturés testés à 200, 400 et 600 MPa de confinement. Il semble donc que l'eau joue un rôle important sur le comportement du BAE à partir de 200 MPa de confinement.

#### 4.2.1.2 Comportement volumique

La figure 4-10 montre l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux sur BAE saturé réalisés à différentes pressions de confinement.

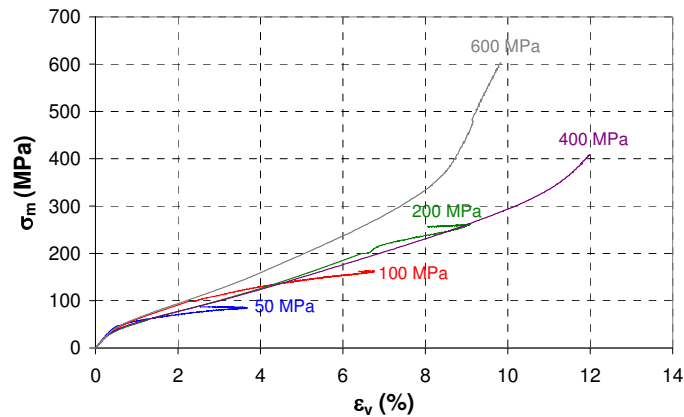


Figure 4-10. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux sur BAE saturé réalisés à différentes pressions de confinement

Pour les essais à 400 et 600 MPa sans jauge, la déformation volumique est calculée comme trois fois celle du LVDT axial. Comme précédemment, on observe un décalage des courbes entre les essais à 50, 100 et 600 MPa avec ceux à 200 et 400 MPa. Les résultats de ces deux derniers essais sont donc à prendre avec précaution.

La figure 4-11 compare pour chaque niveau de confinement l'évolution du comportement déviatoire des BAE sec et saturé.



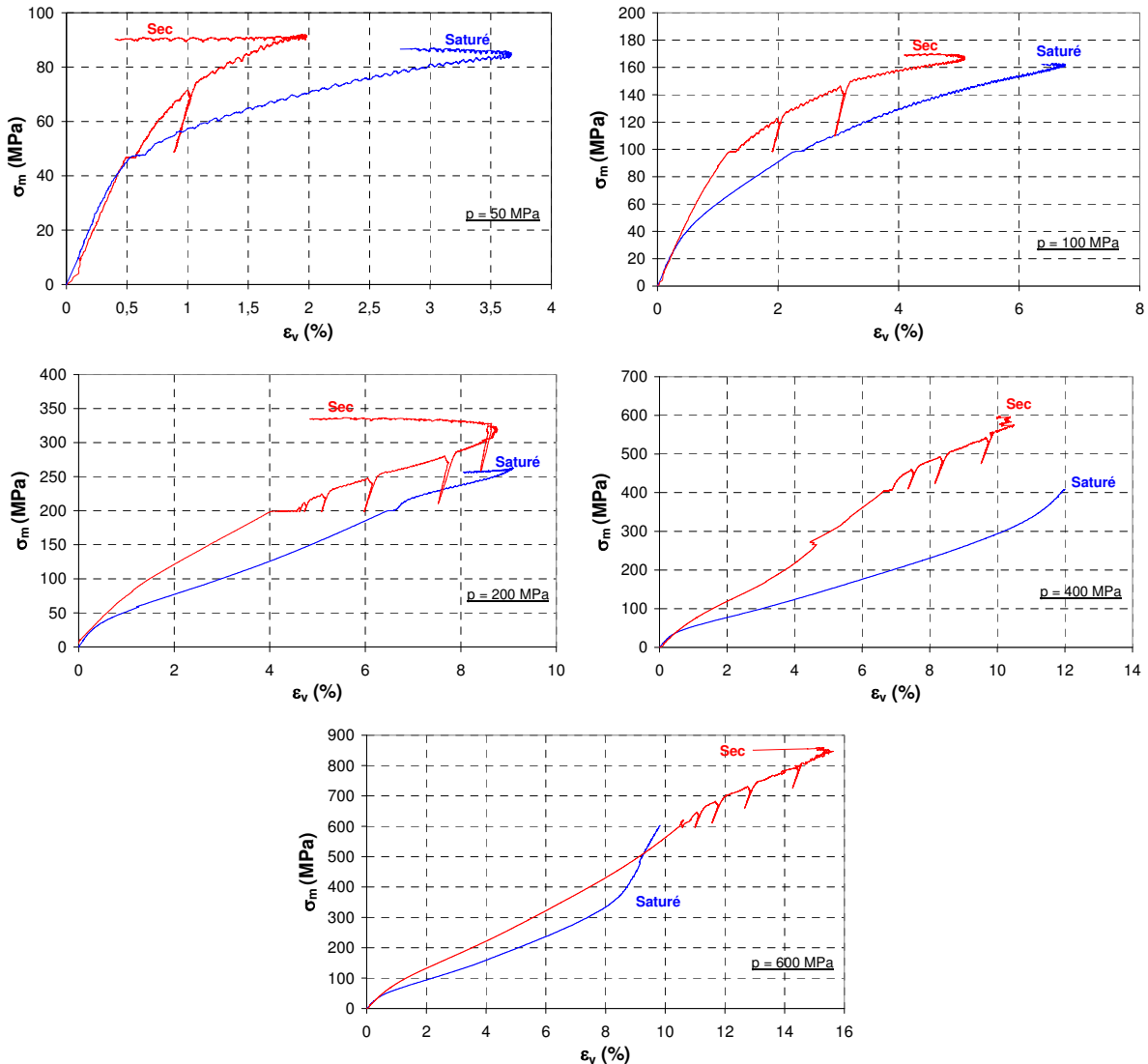


Figure 4-11. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique des BAE sec et saturé, pour chaque pression de confinement

Pour des niveaux de contraintes moyenne jusqu'à 30 MPa, les BAE sec et saturé présente un comportement volumique hydrostatique très linéaire et similaire. A partir de 30 MPa le module du matériau saturé commence à diminuer, signe d'un endommagement de la matrice cimentaire, tandis que le comportement du matériau sec reste linéaire jusqu'à 50 MPa de contrainte moyenne. L'autodessiccation du matériau pendant les 24h précédant sa mise en cure n'est pas un mécanisme pouvant expliquer cette différence. En effet, ce retrait est faible dans le cas du BAE puisque ce dernier a un rapport E/C plus important. En revanche, la dessiccation lors du séchage est importante puisque étant poreux, les mouvements d'eau sont importants. Ainsi les variations de pression capillaire et de disjonction entraînent une précontrainte du matériau qui devrait rendre le béton sec moins raide. Cela a été observé dans le cas du R30A7 sec dont la raideur était réduite par la microfissuration induite par la dessiccation (VU, 2007). Or dans le cas du BAE, c'est l'inverse que l'on observe : une diminution de la raideur du matériau saturé. Il est possible que le réseau de bulle d'air entraîné ait permis de diminuer les pressions engendrées par les mouvements d'eau lors du séchage ce qui diminue la microfissuration du BAE sec. De plus les travaux de Neville ont montrés que la présence d'eau pendant la maturation du béton provoque une dilatation du gel de ciment par adsorption de molécule d'eau sur les feuillettes de CSH (NEVILLE, 2002). Cette

dilatation provoque un amoindrissement de la cohésion de la matrice cimentaire qui sera donc moins résistante lors de l'essai.

Lorsque la contrainte moyenne dépasse les 50 MPa, le BAE sec s'endommage à son tour. La raideur du matériau saturé diminue cependant beaucoup plus rapidement que dans le cas du béton sec. En plus de la dilatation des gels de ciment pendant la maturation du béton, il est possible que lorsque la matrice cimentaire commence à perdre sa cohésion sous l'effet de la pression de confinement, l'eau joue un rôle de lubrifiant entre les grains, facilitant ainsi leur mouvement ce qui entraîne une diminution de la raideur du matériau saturé. Ainsi les niveaux de déformations des échantillons saturés sont plus importants.

A partir de 110 MPa environ de contrainte moyenne, le comportement volumique hydrostatique du matériau saturé montre un raidissement sous l'effet de la fermeture de la porosité. Ce raidissement augmente ensuite très rapidement avec le confinement car l'eau interstitielle se met en pression. Comme dans le cas du BHP, le BAE se comporte alors comme un matériau granulaire saturé non drainé. Le raidissement dû à la fermeture de la porosité est bien moins marqué pour le béton sec. En effet, le matériau étant très poreux, il faut déformer beaucoup plus le squelette avant de refermer cette porosité. Ainsi la raideur du BAE sec augmente beaucoup plus lentement.

En phase déviatoire, le béton saturé présente une raideur bien plus faible que celle du béton sec pour 50 MPa de pression de confinement. Puis l'écart entre les raideurs des deux matériaux tend à diminuer lorsque le confinement augmente. Pour l'essai à 200 MPa de confinement, les raideurs en phase déviatoire sont identiques. Au départ, la dilatation des gels de ciment diminue la résistance de la matrice cimentaire. La raideur du béton saturé est donc plus faible en phase déviatoire. Puis le déviateur accélérant la compaction du matériau, l'eau se met en pression dans le matériau saturé provoquant ainsi une augmentation de la raideur.

#### 4.2.1.3 Comportement déviatoire

La figure 4-12 montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et radiale pour les essais triaxiaux sur BAE saturé à différentes pressions de confinement.

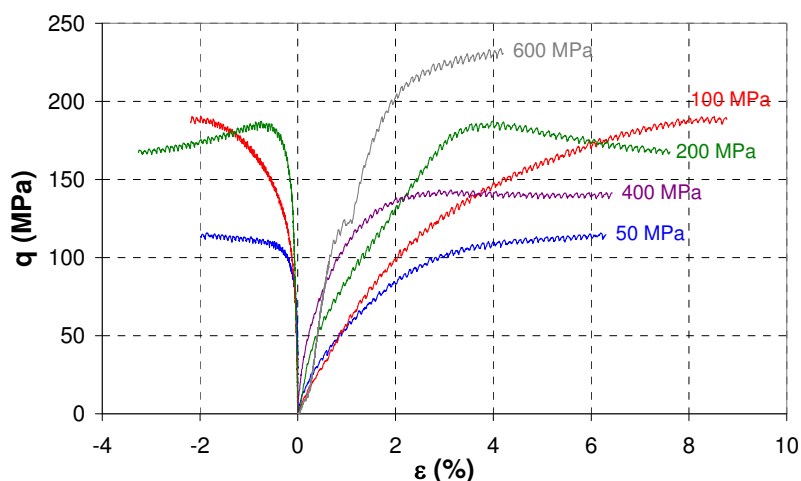


Figure 4-12. Evolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et radiale pour les essais triaxiaux sur BAE saturé réalisés à différentes pressions de confinement

Le déviateur maximal atteint augmente avec la pression de confinement appliquée en phase hydrostatique, pour les essais à 50 et 100 MPa. Pour l'essai à 200 MPa il est le même que

celui à 100 MPa. Pour l'essai à 400 MPa, il est inférieur (de 50 MPa), tandis que pour l'essai à 600 MPa, il est supérieur (de 50 MPa également). Lorsque la matrice cimentaire perd sa cohésion, l'eau se met en pression et il est donc normal d'observer un comportement typique d'un matériau granulaire saturé non drainé, comme c'est le cas pour l'essai à 200 MPa, dont le déviateur maximal stagne au niveau de celui de l'essai à 100 MPa. En revanche la grande variabilité des déviateurs atteints par les essais à 400 et 600 MPa n'est pas attendue.

La figure 4-13 montre l'évolution du comportement déviatoire des BAE sec et saturé pour chaque pression de confinement.

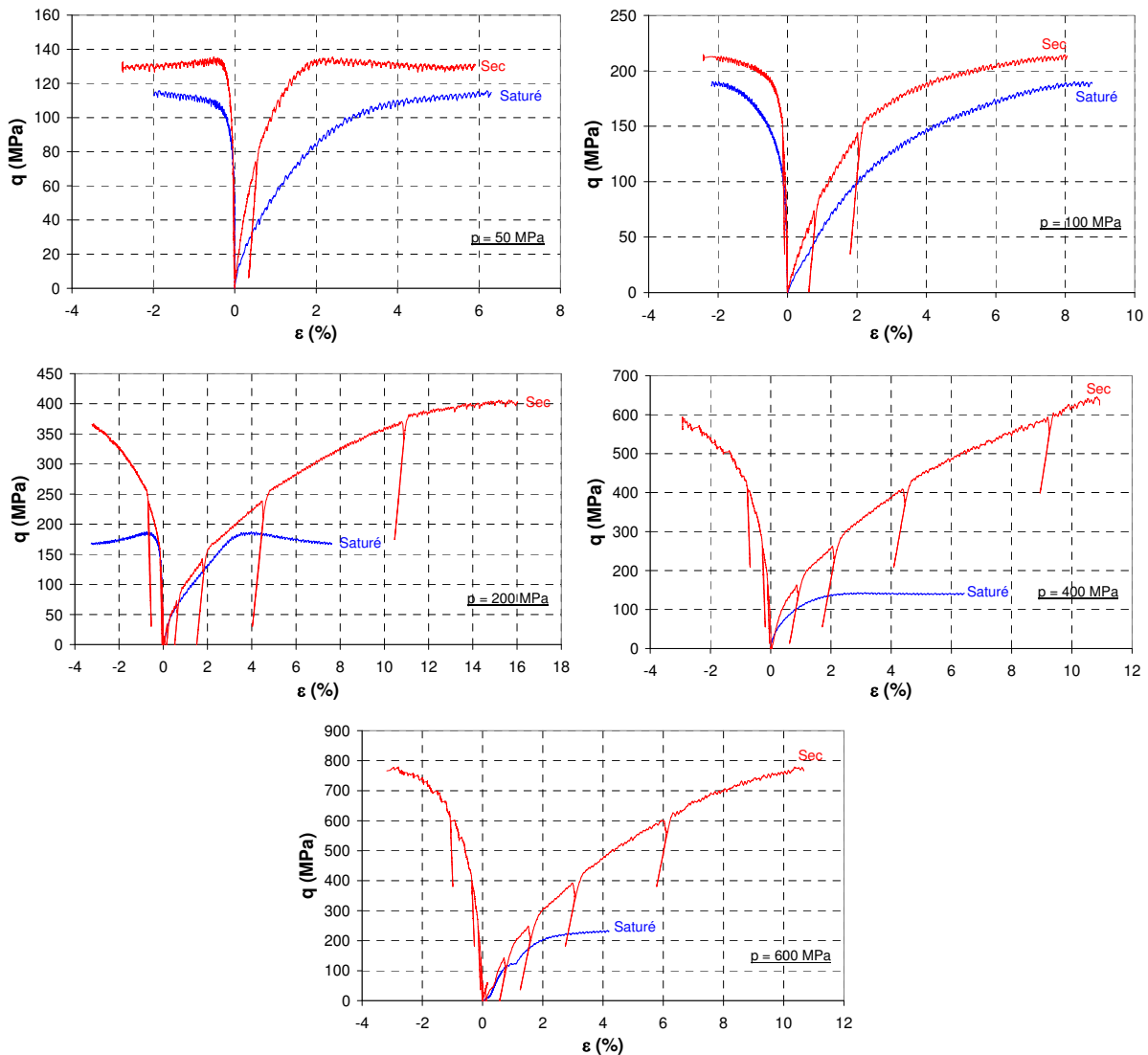


Figure 4-13. Evolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations radiale et axiale obtenu pour chaque pression de confinement sur les BAE sec et saturé

Les résultats montrent que, quelque soit la pression de confinement appliquée, le niveau de déviateur atteint par le BAE saturé est plus faible que pour le sec. Pour l'essai à 50 MPa de confinement, le niveau de déviateur atteint et la raideur du BAE saturé sont plus faibles que pour le sec. Comme proposé lors de l'analyse de la courbe de comportement volumique (cf. fig 4-11) une explication provient des mécanismes de séchage qui ont renforcé la cohésion de la matrice du BAE sec. La matrice des échantillons saturés est donc moins cohésive et sa résistance est donc plus faible. A 100 MPa de confinement, l'écart de raideur se réduit entre

les deux bétons mais le déviateur atteint est plus faible pour le BAE saturé. En effet, la cohésion de la matrice cimentaire saturée a été diminuée pendant la maturation du béton car le gel de ciment se dilate en présence de l'eau. Entre 100 et 200 MPa, la matrice perd sa cohésion. Dans les échantillons secs, le déviateur maximal et la raideur augmentent avec le confinement du fait de la densification et des phénomènes de frottement. Dans les échantillons saturés, l'eau reprend une partie des contraintes déviatoires et la pression interstitielle réduit la résistance de la matrice cimentaire.

#### 4.2.2 Etats limites et faciès de rupture

La figure 4-14 montre l'évolution des états limites en contrainte obtenus sur les BAE secs et saturés.

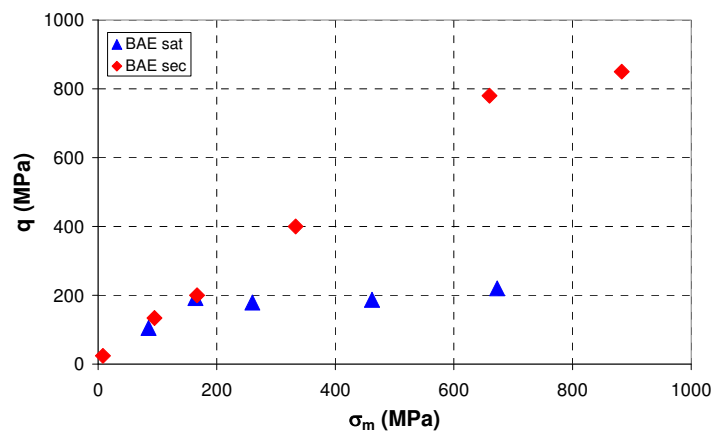


Figure 4-14. Evolution des états limites en contraintes obtenue pour les essais triaxiaux réalisés à différentes pressions de confinement sur le BAE sec et saturé

Les états limites des échantillons saturés sont légèrement inférieurs à ceux obtenus sur béton sec pour les essais à 50 et 100 MPa. Pour les confinements supérieurs, les états limites des échantillons secs sont bien supérieurs à ceux obtenus sur les échantillons saturés. Pour le BAE l'eau joue donc un rôle important sur les états limites à partir de 100 MPa de déviateur.

La forme de la courbe enveloppe des états limites du BAE saturé est très incurvée et stagne vers 200 MPa tandis que celle du BAE sec est très linéaire jusqu'à 800 MPa de déviateur puis fléchit légèrement.

La figure 4-15 montre l'évolution des faciès de rupture associés aux essais triaxiaux sur BAE sec et saturé.

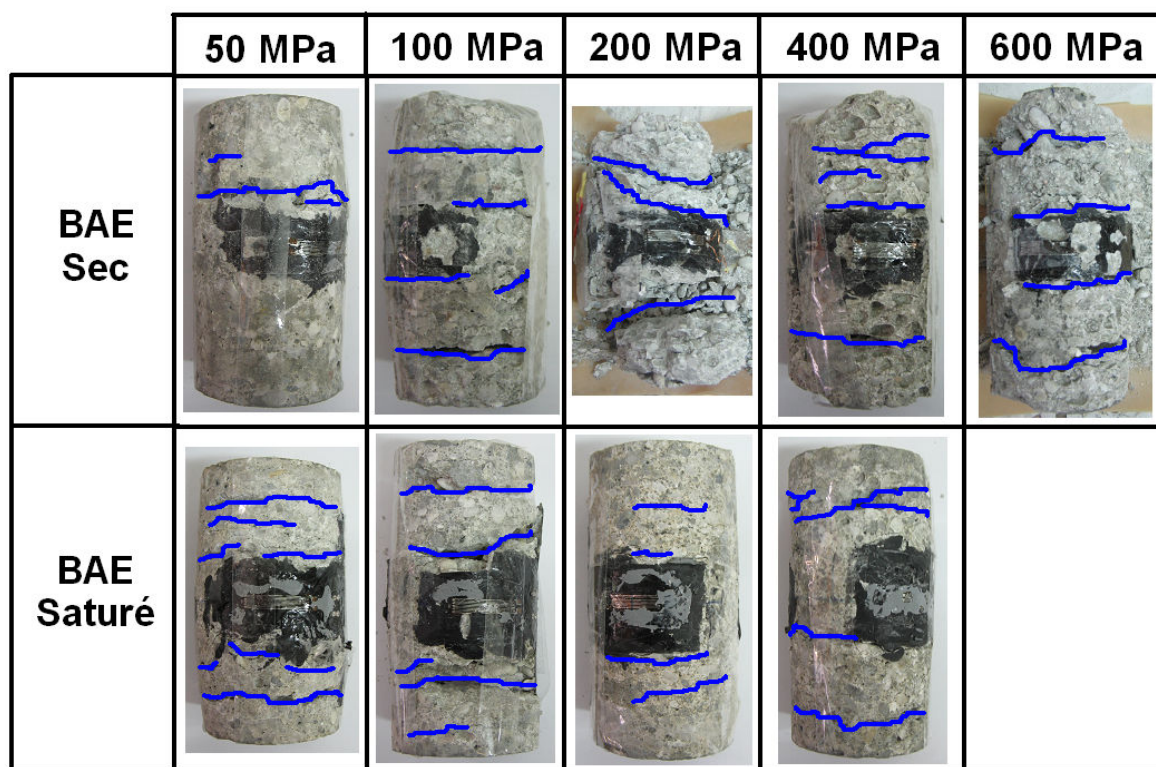


Figure 4-15. Evolution des faciès de rupture des échantillons de BAE secs et saturés, à différentes pressions de confinement

Pour les échantillons secs et saturés, des bandes de compaction horizontales apparaissent dès 50 MPa. En revanche, les bandes sont plus nombreuses sur les échantillons saturés. On ne constate pas sur les échantillons saturés de déchaussement important des granulats comme c'était le cas pour les échantillons secs. Lorsque la cohésion de la matrice cimentaire diminue, les liaisons pâte granulat peuvent se rompre. Lorsque les échantillons sont saturés, l'eau en pression ralentit alors les mouvements granulaires.

### 4.2.3 Conclusion

Les comportements volumiques des BAE sec et saturé sont très cohérents en phase hydrostatique des essais à 50 MPa de confinement, jusqu'à 30 MPa environ puis on observe une diminution de la raideur du BAE saturé. Cet effet ne peut être attribué à l'autodessiccation comme pour le BHP car ce retrait est généralement faible pour des bétons avec un rapport E/C aussi important. En revanche, l'effet de la dessiccation peut lui être important car l'eau capillaire étant présente en plus grande quantité du fait de la forte porosité du BAE, les variations de pressions induites par le séchage peuvent être plus importantes. Il apparaît ici que l'on n'observe pas de microfissuration importante induite par la dessiccation comme c'est le cas pour le R30A7 (VU, 2007). Le réseau de bulles d'air entraînée permet sans doute de faciliter les mouvements d'eau et donc de soulager les efforts menant à une microfissuration. La diminution de la raideur des bétons saturés peut aussi s'expliquer par la dilatation des gels de ciment (NEVILLE, 2000) dû à la présence d'eau qui fragilise la cohésion de la matrice cimentaire. Pour des confinements supérieurs, on observe que de manière générale la déformation volumique du béton saturé est plus importante que celle du béton sec et que les niveaux de déviateurs sont plus faibles. En effet, au fur et à mesure que la matrice perd sa cohésion, l'eau joue un rôle de lubrifiant entre les grains facilitant ainsi leur

réarrangement. Pour les forts confinements (400 et 600 MPa), on observe à nouveau l'effet de la pression interstitielle, avec une augmentation brutale de la raideur des bétons saturés, en fin de phase hydrostatique. Les niveaux de déviateur atteints stagnent d'ailleurs au alentour de 200 MPa pour ces essais saturés. Les états limites des échantillons saturés sont donc légèrement en dessous de ceux du sec jusqu'à 200 MPa puis ils forment un plateau dû à l'effet de la pression interstitielle.

### **4.3 Comparaison des effets de l'eau libre sur le BHP et le BAE avec le R30A7**

Après avoir comparé les résultats des BAE et BHP saturés de manière indépendante, on se propose ici de comparer ces résultats avec ceux obtenus sur le R30A7 saturé et sec par H.Vu (VU, 2007).

#### **4.3.1 Comportement triaxial volumique**

La figure 4-16 montre l'évolution du comportement volumique (évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique), pour les essais triaxiaux réalisés à 50, 100, 200 et 400 MPa de confinement sur les BHP, le BAE et le R30A7 secs ou saturés.

Pour des niveaux de contrainte moyenne inférieurs à 50 MPa de confinement, les comportements volumiques hydrostatiques des 3 bétons secs sont similaires et leurs courbes montrent une réponse linéaire. En effet, la matrice cimentaire des trois bétons reste très cohésive dans cette gamme de sollicitation, il est donc normal d'observer un comportement linéaire. Pour les échantillons saturés, le R30A7 et le BAE présentent un comportement semblable avec une phase linéaire jusqu'à 30 MPa environ puis une baisse du module tangent. Le BHP saturé apparaît linéaire et plus raide que les autres bétons saturés mais également plus raide que le BHP sec. Lors de la maturation du béton, l'eau provoque la dilatation des feuillets de CSH, diminuant ainsi la cohésion de la matrice cimentaire, d'où la diminution du module du BAE et du R30A7 saturés. Dans le cas du BHP, la matrice cimentaire est plus résistante et le squelette granulaire plus compact ce qui empêche les feuillets de CSH de se dilater en présence d'eau. La matrice n'est donc pas endommagée et l'on n'observe pas de diminution de la raideur pendant la phase hydrostatique. En revanche, l'autodessiccation crée de la microfissuration qui va être renforcée par le séchage à l'étuve. Ainsi le BHP sec présente une raideur amoindrie par rapport à celle du BHP saturé.

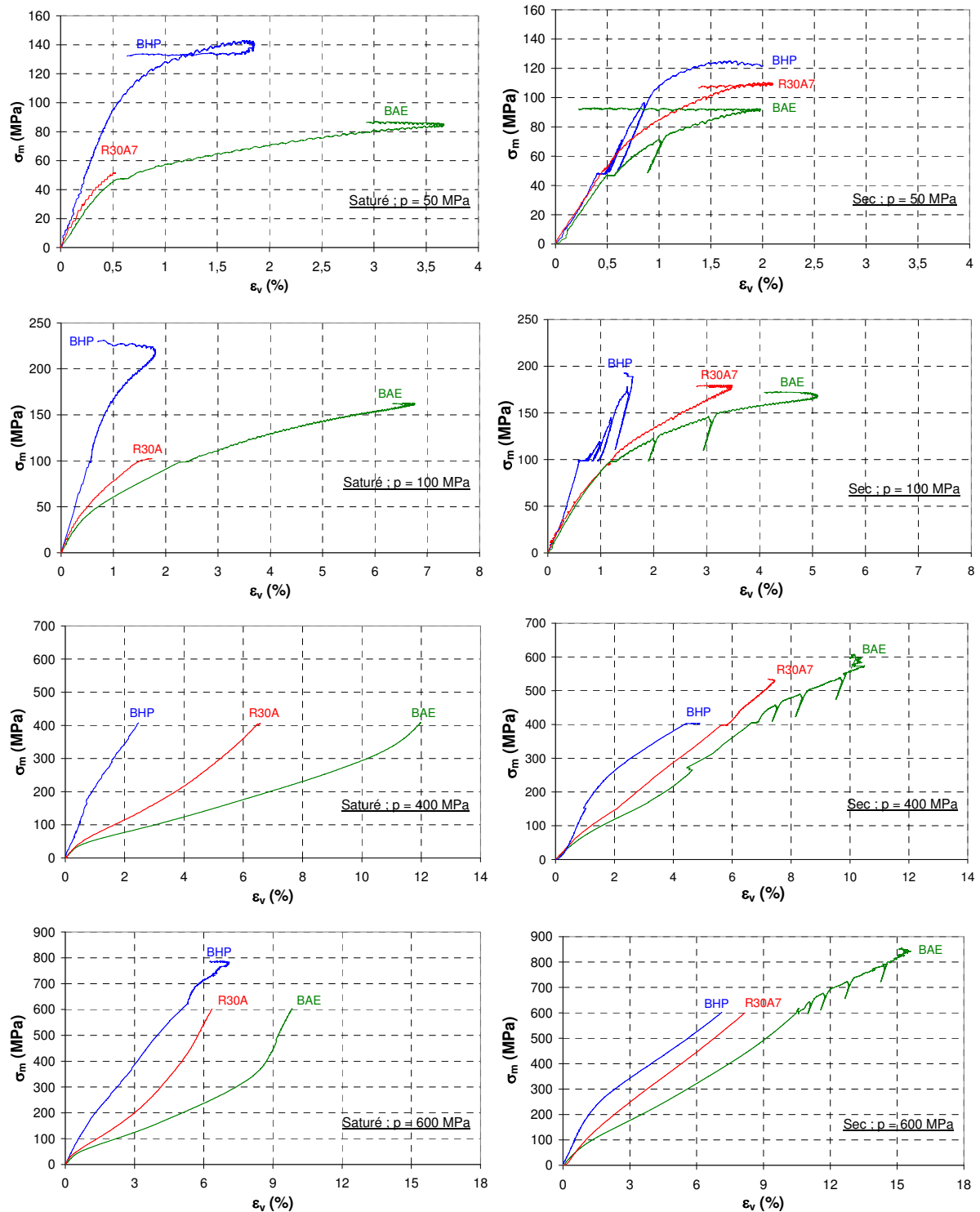


Figure 4-16. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux à 50, 100, 400 et 600 MPa de confinement sur le BHP, le BAE et le R30A7 secs ou saturés

Lorsque la contrainte moyenne augmente jusqu'à 100 MPa, le BAE et le R30A7 secs conservent un comportement volumique hydrostatique semblable avec une baisse progressive du module tangent, tandis que la raideur du BAE saturé diminue plus rapidement que celle du R30A7 saturé. La lubrification des grains par l'eau explique cette différence, en favorisant les mouvements au sein du squelette granulaire. Le BAE étant plus poreux que le R30A7, la dilatation des gels et la lubrification des contacts par l'eau peut être plus importante que dans



le cas du R30A7. L'effet de l'eau est donc d'augmenter la déformabilité de ces deux bétons à ce niveau de sollicitation. Par ailleurs, la réponse volumique hydrostatique du BHP sec ou saturé reste très semblable car la matrice cimentaire reste très cohésive pour ces niveaux de sollicitation. L'eau n'a pas d'effets. De plus, la matrice du BHP étant beaucoup plus résistante, il est logique que sa raideur soit supérieure aux autres bétons.

Au-delà de 100 MPa de contrainte moyenne, la fermeture de la porosité commence à provoquer une augmentation de la raideur des différents matériaux. Pour le BAE et le R30A7 saturés, les précédents phénomènes s'accroissent encore, augmentant très significativement l'écart entre leurs niveaux de déformations par rapport aux bétons secs. La pression interstitielle devient importante pour ces bétons à partir de 300 MPa et ils commencent alors à se comporter comme des matériaux granulaires saturés non drainés. Au-delà de 400 MPa, la raideur des deux bétons est d'ailleurs identique. Les raideurs deviennent également identiques dans le cas du BAE et du R30A7 secs vers 500 MPa de contrainte moyenne. La porosité du BAE s'est alors suffisamment refermée pour que les matériaux soient semblables. Pour résumer le cas du BAE et du R30A7, l'eau libre augmente dans un premier temps la déformabilité de ces bétons (en provoquant la dilatation des gels de CSH et en lubrifiant les contacts entre les grains). Cette augmentation est d'autant plus marquée que le béton est poreux. Puis l'eau interstitielle est suffisamment en pression pour contrer l'effet de la fermeture de la porosité induite par le chargement hydrostatique. Les matériaux sont alors en condition saturée non drainée.

La réponse volumique hydrostatique du BHP reste elle très linéaire jusqu'à 160 MPa. Puis on observe une diminution brutale de la raideur à 160 MPa des deux BHP. Le matériau sec se déforme alors plus vite que le matériau saturé. En effet, tandis que pour le BHP sec, la raideur diminue progressivement jusqu'à être semblable à celle des deux autres bétons, la raideur du BHP saturé reste pratiquement constante. Ce béton étant beaucoup moins poreux et son squelette par conséquent beaucoup plus dense, l'eau interstitielle se met beaucoup plus rapidement en pression lorsque la matrice cimentaire perd de sa cohésion. Ainsi, cette eau en pression empêche les déformations induites par l'endommagement de la matrice. Pour résumer le cas du BHP, l'eau libre n'a pratiquement pas d'effet jusqu'à 160 MPa de contrainte moyenne, puis elle se met rapidement en pression du fait de la faible porosité de la matrice cimentaire, diminuant ainsi la déformabilité du matériau.

### **4.3.2 Comportement triaxial déviatoire**

#### *Essais à 50 MPa de confinement*

La figure 4-17 montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 50 MPa de confinement sur BHP, BAE et R30A7 saturés (à gauche) et secs (à droite).



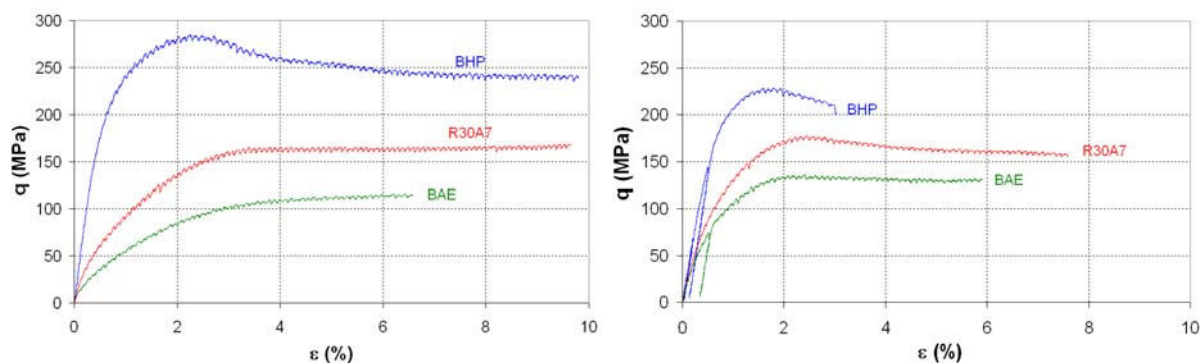


Figure 4-17. A gauche : évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 50 MPa de confinement sur BHP, BAE et R30A7 saturés. A droite : même évolution pour les échantillons secs

On observe pour les bétons saturés, que la raideur et le déviateur maximal atteints pour le R30A7 sont situés entre ceux du BAE (moins raide) et du BHP (plus raide). Les mêmes observations peuvent être établies pour les bétons secs (cf. 3.2.3). L'écart entre les raideurs des trois bétons est cependant plus important dans le cas des bétons saturés, et particulièrement pour le BAE et le R30A7.

Comme pour les bétons secs, il est normal que la raideur diminue avec l'augmentation de la porosité car la matrice cimentaire est moins résistante quand le béton est poreux et par conséquent, elle s'endommage plus rapidement. Pour ces essais l'endommagement débute en début de phase déviatoire pour le R30A7 saturé et en fin de phase hydrostatique pour le BAE (cf. fig 4.11). Le BHP est moins poreux, il garde un comportement linéaire jusqu'entre 100 et 150 MPa de déviateur, ce qui le rend bien plus raide et plus résistant que les autres bétons. La différence plus importante entre les raideurs des matériaux saturés et les secs s'explique par les mécanismes de séchage des échantillons secs. Dans le cas du BHP, l'autodessiccation importante a provoqué une microfissuration qui a été accentuée par le séchage. Le BHP sec est donc moins raide et moins résistant que le saturé. Pour le BAE, les mécanismes de séchage créent un effet de pré-confinement qui renforce les échantillons secs. Le BAE et le R30A7 secs sont donc plus résistants et plus raides que les saturés.

#### Essais à 100 MPa de confinement

La figure 4-18 montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 100 MPa de confinement sur BHP, BAE, et R30A7 saturés (à gauche) et secs (à droite).

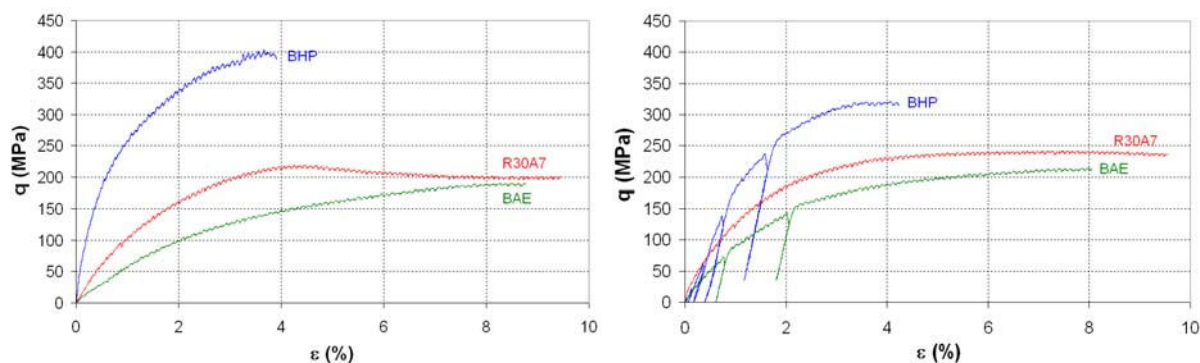


Figure 4-18. A gauche : évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 100 MPa de confinement sur BHP, BAE et R30A7 saturés. A droite : même évolution pour les échantillons secs

De même que précédemment le R30A7 présente une courbe de comportement intermédiaire entre le BHP et le BAE. Les courbes de comportement volumique (*cf.* fig 4-17) ont montré que l'eau provoquait un gonflement du gel de ciment et une lubrification des grains, augmentant ainsi les niveaux de déformation volumique atteints. La cohésion de la matrice cimentaire s'en voit ainsi diminuée et c'est pour cela que les niveaux de déviateur sont plus faibles pour le R30A7 et le BAE saturés. L'écart entre les raideurs du R30A7 sec et saturé est plus faible que celui du BAE. Dans le BAE qui est plus poreux, l'effet du gonflement du gel de ciment et de la lubrification des grains apparaît donc plus important que dans le R30A7. En effet, dans le BAE, les granulats étant plus éloignés, ils ont moins d'effet inhibiteur sur le gonflement du gel.

### Essais à 200 MPa de confinement

La figure 4-19 montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 200 MPa de confinement sur BHP, BAE, et R30A7 saturés (à gauche) et secs (à droite).

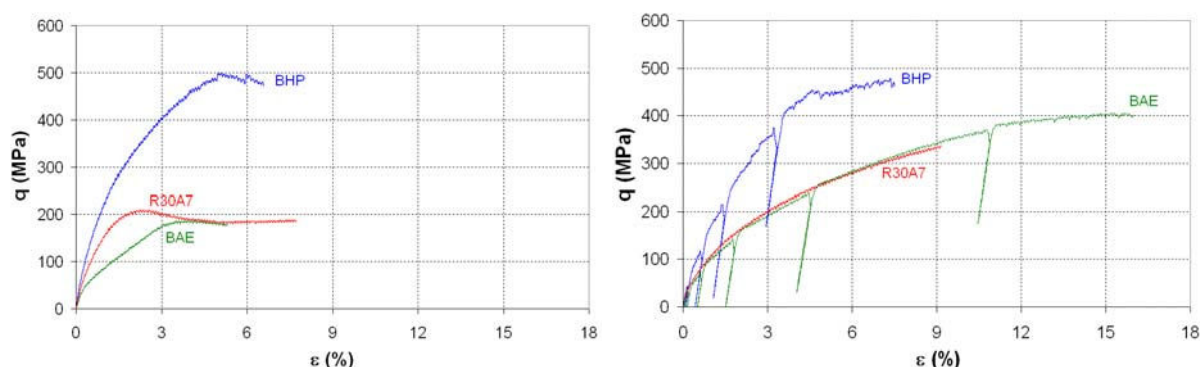


Figure 4-19. A gauche : évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 200 MPa de confinement sur BHP, BAE et R30A7 saturés. A droite : même évolution à la même échelle pour les échantillons secs

A ce niveau de confinement, les courbes déviatoires des BAE et R30A7 secs sont très cohérentes. En effet, la matrice cimentaire a perdu l'essentiel de sa cohésion et c'est le squelette granulaire qui pilote le comportement. Pour les échantillons saturés, les niveaux de déviateur atteints sont bien plus faibles que pour les échantillons secs (200 MPa au pic contre 400 pour les échantillons secs), et ils n'augmentent plus par rapport aux essais à 100 MPa. Les déviateurs sont plus faibles car l'eau va se mettre en pression et le béton va se comporter comme un matériau granulaire saturé non drainé. La raideur du BAE saturé est plus faible que le R30A7 car du fait de sa forte porosité, l'effet de la pression interstitielle est encore en compétition avec la lubrification des grains. En revanche, les courbes de comportement déviatoire des BHP sec et saturé sont relativement cohérentes. L'eau n'a donc que peu d'effet sur le BHP à ce niveau de confinement. Le niveau de déviateur atteint augmente encore avec la pression de confinement, car la matrice cimentaire du BHP est encore relativement cohésive.

Essais à 400 MPa de confinement

La figure 4-20 montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 400 MPa de confinement sur BHP, BAE, et R30A7 saturés (à gauche) et secs (à droite).

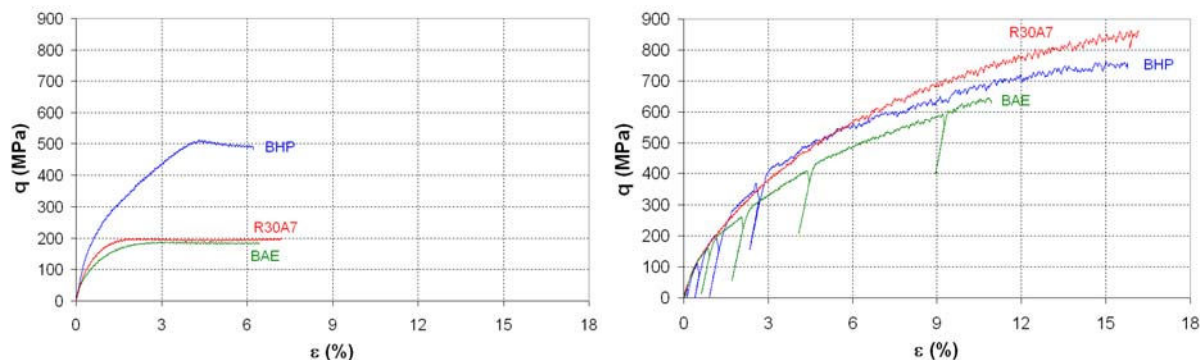


Figure 4-20. A gauche : évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 400 MPa de confinement sur BHP, BAE et R30A7 saturés. A droite : même évolution à la même échelle pour les échantillons secs

Les courbes de comportement déviatoire des échantillons secs sont proches pour les trois bétons secs. Le squelette granulaire pilote le comportement des trois bétons secs. Il en va de même pour le BAE et le R30A7 saturés dont le niveau de déviateur n'augmente plus de manière significative. Comme pour les essais à 200 MPa, en plus du squelette granulaire, l'eau interstitielle influence le comportement de ces deux bétons. Les déviateurs atteints sont les mêmes pour les deux bétons et par rapport aux essais à 200 MPa. La raideur du BAE est cette fois identique à celle du R30A7, car la porosité est suffisamment refermée pour être proche de celle du R30A7. Cette remarque a d'ailleurs déjà été vue sur les courbes de comportement volumique (*cf.* fig 4-19). Pour le BHP saturé, le niveau de déviateur de 500 MPa environ, n'évolue plus par rapport à celui des essais à 200 MPa de confinement. La pression de l'eau interstitielle est suffisante lors de ces essais pour jouer un rôle sur le comportement du BHP. Le seuil à partir duquel le déviateur stagne est plus important pour le BHP que pour les autres bétons.

Essais à 600 MPa de confinement

La figure 4-21 montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 600 MPa de confinement sur BHP, BAE, et R30A7 saturés (à gauche) et secs (à droite).

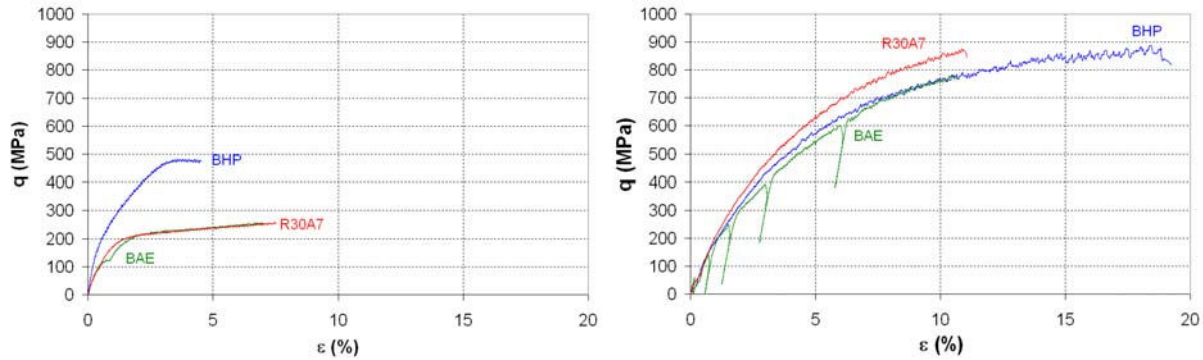


Figure 4-21. A gauche : évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 600 MPa de confinement sur BHP, BAE et R30A7 saturés. A droite : même évolution à la même échelle pour les échantillons secs

Les résultats des essais à 600 MPa de confinement confirment les observations faites pour les essais à 400 MPa. Les trois bétons secs ont un comportement similaire puisque pilotés par le réarrangement du squelette granulaire. L'eau interstitielle empêche ces mouvements en se mettant en pression. Les déviateurs atteints par les trois bétons saturés n'augmentent donc plus par rapport aux essais à 400 MPa de confinement.

### 4.3.3 Etats limites et faciès de rupture

La figure 4-22 montre l'évolution des états limites en contrainte obtenus pour les essais triaxiaux sur le BHP, le BAE et le R30A7 saturés (à gauche) et secs (à droite). Les deux graphes sont à la même échelle pour une lecture plus claire. La figure 4-23 montre les mêmes états limites mais rapportés à ceux du R30A7.

Sur la figure 4-22 les états limites en marqueurs vides sont estimés à partir des courbes expérimentales car le seuil de contrainte n'a pas tout à fait été atteint. Comme cela a déjà été vu, les états limites obtenus sur tous les bétons secs augmentent avec le niveau de confinement. En effet, le processus de compaction permet de renforcer la cohésion du squelette en refermant la porosité. Il est donc normal que les états limites croissent. Pour les échantillons saturés, une fois la matrice cimentaire fortement compactée, l'eau interstitielle se met en pression et le béton se comporte comme un empilement granulaire saturé non drainé. Ainsi, les états limites du BAE et du R30A7 n'évoluent plus dès les essais à 100 MPa de confinement et sont confondus. La matrice cimentaire du BHP étant plus résistante, elle garde une cohésion plus longtemps et donc les effets de l'eau interstitielle sont plus tardifs. On voit que les états limites du BHP saturés n'évoluent plus à partir des essais à 200 MPa de confinement.

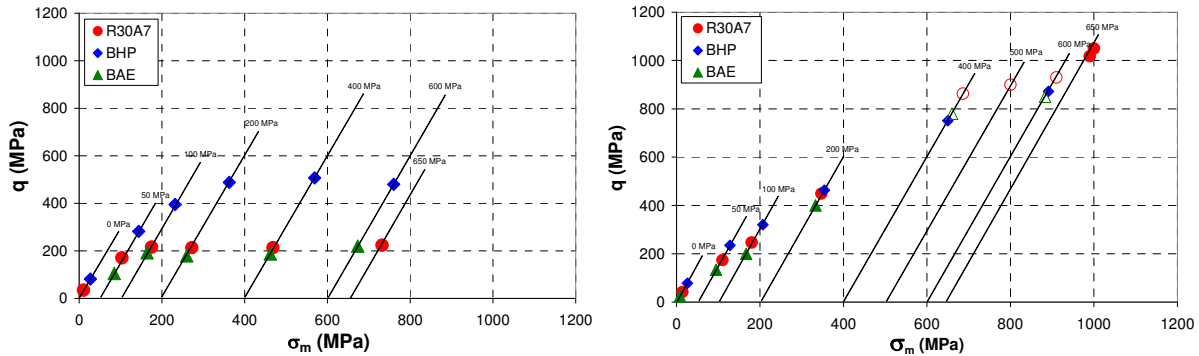


Figure 4-22. A gauche : évolution des états limites en contrainte obtenus pour les essais triaxiaux sur BHP, BAE et R30A7 saturés. A droite : même évolution pour les bétons secs

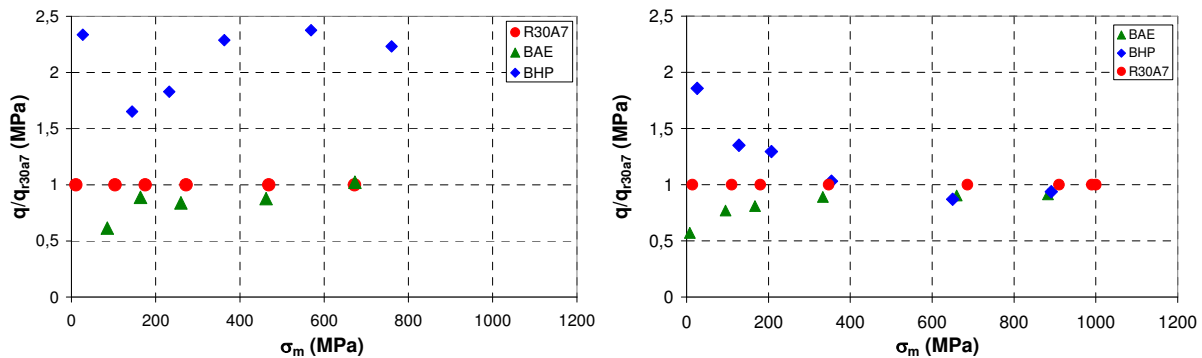


Figure 4-23. A gauche : évolution des états limites en contraintes obtenus pour les essais triaxiaux sur le BHP, le BAE et le R30A7 saturés, rapportés à ceux du R30A7. A droite : même évolution pour les bétons secs

A confinement nul, la figure 4-23 montre que les états limites des échantillons secs sont fortement influencés par la porosité du béton (cf. 3.4). Ils sont donc plus faibles en valeur pour le BAE que pour le R30A7, et pour le R30A7 par rapport au BHP. C'est également le cas pour les échantillons saturés. Le rapport de résistance du BHP au R30A7 est même plus important pour l'échantillon saturé que pour le sec. Comme il a été dit, les processus d'autodessiccation et de séchage du BHP sec ont créé des microfissures et on a donc un état limite plus faible que pour l'échantillon saturé. Lorsque le confinement augmente, les états limites du BAE et du BHP secs convergent rapidement vers ceux du R30A7. En effet, plus la matrice cimentaire s'endommage plus le comportement du béton est piloté par le squelette granulaire qui est identique pour les trois bétons. Dans le cas des échantillons saturés les effets de l'eau induisent une évolution différente. Pour le BAE, il y a également convergence des états limites vers ceux du R30A7 saturé et cette convergence est plus rapide que dans le cas du béton sec. En effet, l'eau provoque le gonflement des gels de ciment et un effet de lubrification des grains qui peuvent jouer un effet moteur dans le mécanisme de rupture du béton. concernant le BHP en revanche, le rapport des états limites obtenus à ceux du R30A7 saturé diminue d'abord pour l'essai à 50 MPa et augmente ensuite pour les confinements supérieurs. La matrice cimentaire du BHP étant plus cohésive, les effets de l'eau seront plus tardifs et les états limites continueront d'augmenter par rapport à ceux du R30A7.

La figure 4-24 montre l'évolution des faciès de rupture des bétons BHP, BAE et R30A7 saturés, en fonction de la pression de confinement.



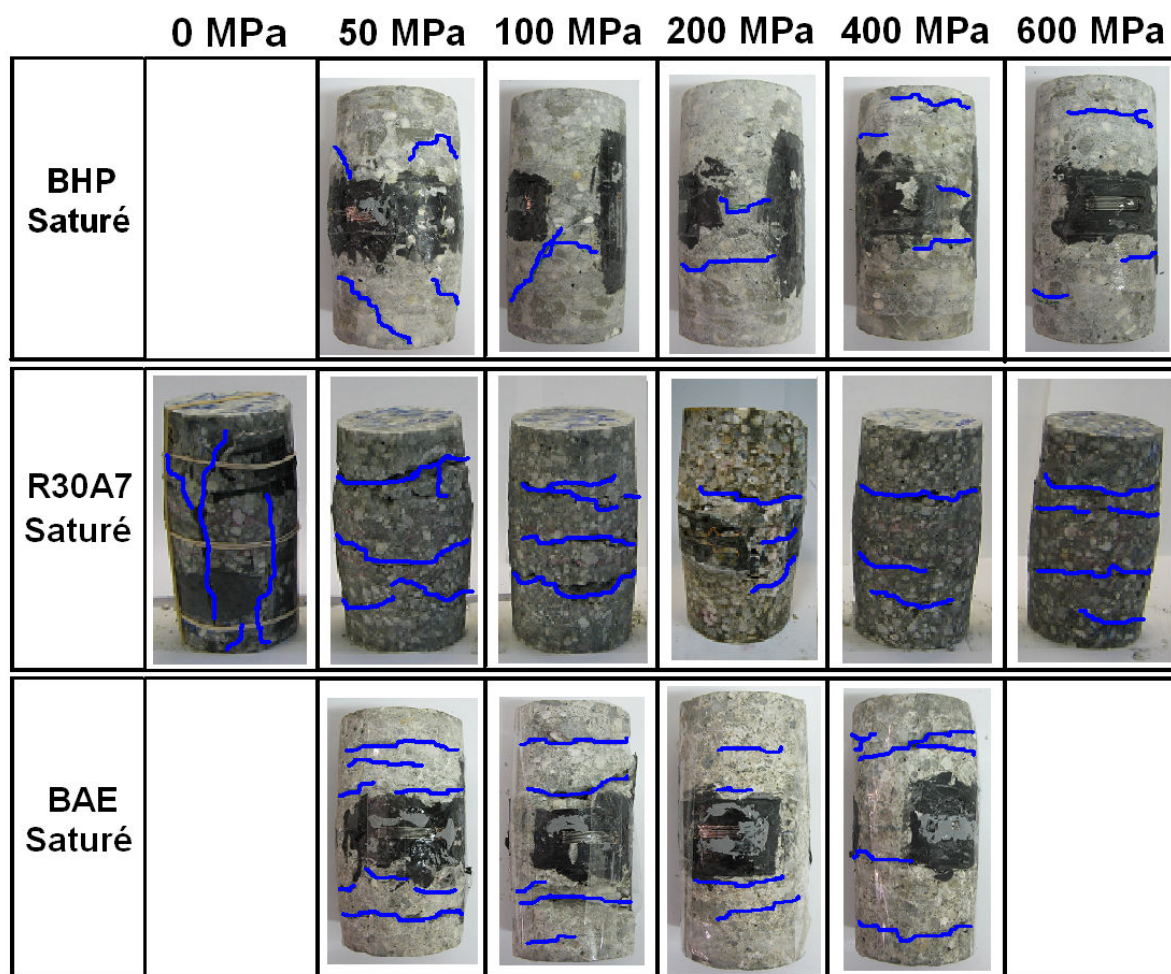


Figure 4-24. Evolution des faciès de rupture des échantillons de BHP, BAE et R30A7 saturés en fonction de la pression de confinement appliquée

Les faciès de rupture du R30A7 saturé évoluent de la même manière que le R30A7 sec (cf. figure 3-23) mais de manière plus rapide. En compression simple, on a un faciès de rupture semblable pour les deux degrés de saturation. En revanche, on observe des bandes de compaction horizontale dès 50 MPa de confinement sur le béton saturé, tandis qu'elles sont inclinées dans le cas du béton sec. A partir de 100 MPa, les bandes sont horizontales dans les deux cas, mais le nombre de bandes est plus important dans le cas du R30A7 saturé. A 600 MPa, on observe 4 bandes pour les deux bétons. Il semble de manière générale que le nombre de bandes de localisation des échantillons augmente avec le niveau de confinement mais attention toutefois, les travaux de Vu (VU, 2007) montrent que ce nombre est également fortement influencé par le niveau de déformation maximal (jusqu'à 42 mm) imposé avant la décharge par le vérin de la presse. Ainsi on peut voir dans le cas du BAE saturé qu'il y a plus de bandes de localisation pour l'essai à 50 MPa que pour les autres niveaux de confinement. Or, justement pour cet essai, le niveau de déformation imposé avant la décharge est plus important que pour les autres essais. Pour les échantillons saturés, le nombre de bandes augmente peu car les niveaux de déviateur n'augmentent plus lorsque l'eau interstitielle se met suffisamment en pression. Les mêmes tendances sont observables sur les éprouvettes de BHP saturé par rapport aux éprouvettes de BHP sec. L'apparition des bandes horizontales est plus rapide dans le cas du BHP saturé (dès 200 MPa de confinement contre 400 MPa pour le BHP sec), mais leur nombre n'augmente pas significativement. Dans le cas du BAE saturé, les bandes sont horizontales dès 50 MPa de confinement comme c'était le cas pour le béton sec et leur nombre n'augmente pas. On peut remarquer que dans le cas du BAE saturé, on

n'observe pas de déchaussement généralisé des granulats comme c'était le cas pour le BAE sec testé à partir de 200 MPa de confinement. Il paraît vraisemblable que l'eau interstitielle empêche d'arriver à ce stade de déchaussement généralisé dans le cas des bétons saturés.

#### 4.3.4 Conclusion

A faible confinement (jusqu'à 50 MPa), l'effet de l'eau est similaire pour le béton R30A7 et le BAE. La réponse des matériaux est linéaire jusqu'à 50 MPa dans le cas des bétons secs et on observe une baisse de la raideur à partir de 30 MPa dans le cas des bétons saturés. Le gonflement des gels de ciment ainsi que l'effet de confinement dû à la dessiccation provoquent cet effet (cf. 4.1.2.1). Le BHP présente des déformations volumiques plus faibles car sa matrice est plus cohésive, mais l'effet de l'autodessiccation rend le BHP sec moins raide que le saturé. A 100 MPa de confinement, le comportement volumique est identique pour le R30A7 et le BAE secs tandis que le BAE saturé présente une déformation volumique plus grande que le R30A7. Le gonflement des gels de ciment et la lubrification des grains facilitant le réarrangement granulaire peuvent expliquer ce phénomène. Les granulats peuvent s'opposer au gonflement du gel. Le BAE étant moins poreux, le gonflement est moins limité que dans le cas du R30A7. L'écart entre le BAE sec et saturé est donc plus important qu'entre le R30A7 sec et saturé. Dans le cas du BHP, la matrice est plus cohésive et le squelette plus compact, le gonflement des gels est bloqué et l'on n'observe pas d'effet notable sur les courbes de comportement. Les essais à 200 MPa confirment ces observations. A 400 et 600 MPa, la raideur du BAE, bien plus faible que celle du R30A7, se met à augmenter brutalement sous l'effet de la pression interstitielle. Dans le cas du BHP, on observe que la raideur du BHP sec diminue plus rapidement que celle du BHP saturé. En effet, l'eau empêche le réarrangement granulaire par rapport au béton sec et comme le squelette est plus compact, l'eau se met rapidement en pression.

Les états limites du BHP saturé forment un palier à partir des essais à 200 MPa de confinement tandis que dans le cas des autres bétons les états limites forment un palier dès les essais à 100 MPa de confinement. Le palier du BHP se situe à environ 500 MPa de déviateur tandis que celui des autres bétons se situe vers 200 MPa de déviateur.

Les effets de l'eau sont donc nombreux et dépendants de la conservation du béton, du niveau de pression appliqué. De plus, les effets sont modifiés par la porosité du béton.

### 4.4 Influence de l'eau sur le comportement du R30A7 humide

Dans la partie précédente (cf. 4.1), les résultats des essais saturés et secs sur le BHP, le BAE et le R30A7 ont été comparés afin de mettre en valeur l'influence de l'eau. On se propose ici de tester l'influence de l'eau pour des bétons humides. L'étude se limite au béton de référence R30A7, dont le degré de saturation est contrôlé par les enceintes de contrôle de l'humidité relative. Le fonctionnement de ces enceintes a été abordé au chapitre 2 (cf. 2.5.1). Elles ont permis de fixer trois degrés de saturation pour 5 échantillons à chaque degré : 44 %, 78 %, et 93 %.

Les échantillons utilisés proviennent de deux blocs de R30A7 coulés dans une même gâchée d'essai le 22/09/2012. Les blocs sont conservés dans l'eau au bout de 24 h. Une fois les échantillons usinés et leur porosité de surface rebouchée, ils sont conservés dans l'eau jusqu'à leur mise en place dans les enceintes.

La préparation des échantillons humides à la sortie des enceintes, et particulièrement le collage des jauges, constitue une étape pendant laquelle l'échantillon est exposé à l'air

ambiant et le degré de saturation pourrait en être modifié. Pour éviter cela, on ne peut coller de jauge (24 h de séchage de la colle). Pour mesurer la déformation axiale, on dispose donc du LVDT et pour la mesure de la déformation radiale, c'est le capteur de déformation radiale développé dans le chapitre 2 (cf. 2.4), qui est utilisé. L'échantillon après sa sortie de l'enceinte est pesé, mesuré, et immédiatement protégé par un film plastique. Deux fenêtres diamétralement opposées de 2 cm<sup>2</sup> environ sont pratiquées dans le film afin de coller les patins du capteur de déformation radiale. Pendant le séchage de la colle, l'ensemble est protégé par un deuxième film plastique. Une fois les membranes placées, l'échantillon est testé dans les heures suivantes afin d'éviter tout risque d'échange hydrique avec l'extérieur.

Le tableau 4-3 montre les différents essais réalisés sur ces échantillons.

Sr	Confinement (MPa)	Date
44%	100	24/01/2013
	200	11/02/2013
	400	05/02/2013
	400	07/02/2013
	600	21/01/2013
78%	200	06/02/2013
	400	04/02/2013
	400	31/05/2013
	600	29/01/2013
93%	200	19/03/2013
	400	18/03/2013
	600	17/03/2013

Tableau 4-3. Essais triaxiaux réalisés sur les bétons humides

Les effets de l'eau se faisant sentir pour des confinements relativement importants, les pressions de confinement appliquées sont de 200, 400 et 600 MPa. Un essai à 100 MPa de confinement a été réalisé sur un échantillon à 44 % pour vérifier qu'il n'y ait pas d'écarts importants entre les bétons humides secs et saturés. Concernant la reproductibilité des résultats, deux essais à 400 MPa de confinement ont été réalisés sur les bétons à 44 et 78 % afin d'évaluer la dispersion des résultats.

#### 4.4.1 Comportement triaxial des bétons humides

Dans cette première partie, on se propose de présenter et d'analyser les résultats des essais triaxiaux réalisés sur les différents bétons humides.

##### 4.4.1.1 Comportement axial et radial

La figure 4-25 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour les trois bétons humides testés à différentes pressions de confinement.



Pour chaque essai, la déformation axiale est donnée par le LVDT et la déformation radiale par la moyenne des deux jauges du capteur de déformation radiale.

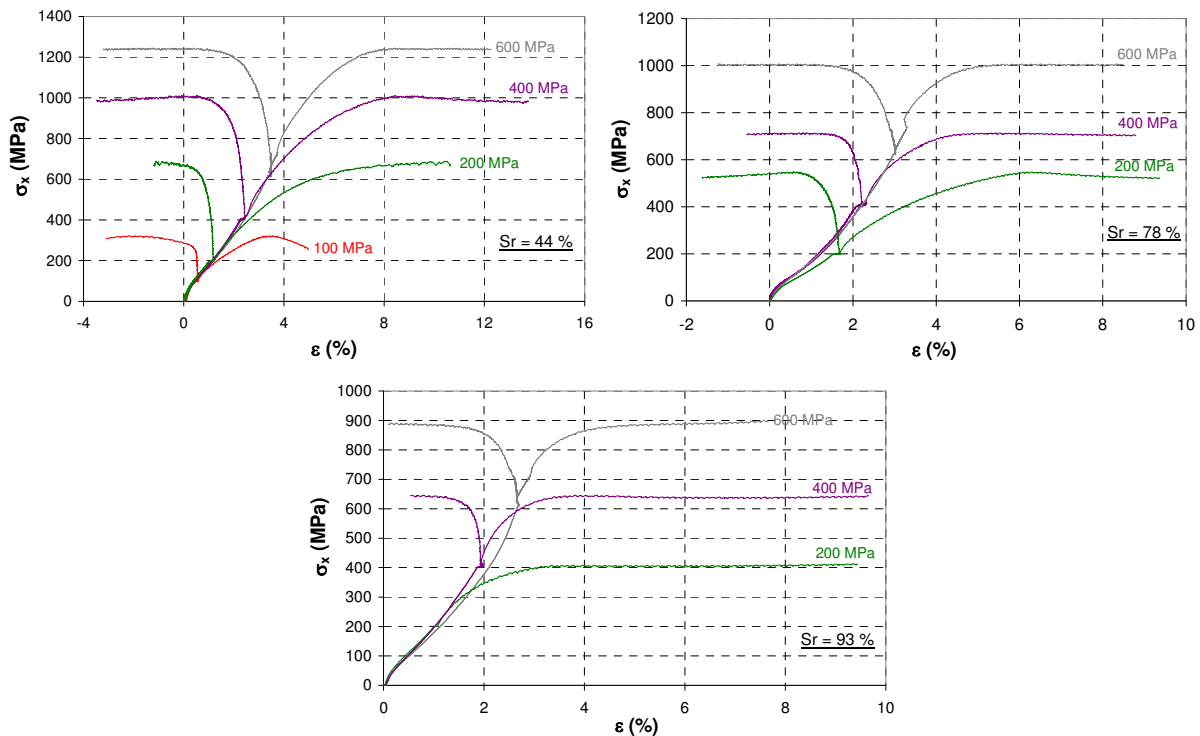


Figure 4-25. Evolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale, pour les trois bétons humides ( $S_r = 44, 78$  et  $93\%$ ) testés en compression triaxiale à différentes pressions de confinement

Pour le béton à  $44\%$  de saturation, les courbes de comportement axial et radial montrent une bonne cohérence en phase hydrostatique, ce qui valide la bonne reproductibilité des échantillons. Pour les degrés de saturation de  $78\%$ , les courbes de comportement sont également cohérentes, mais excepté pour l'essai à  $200$  MPa, qui présente un niveau de déformation plus important. Pour le degré de saturation de  $93\%$ , c'est l'essai à  $600$  MPa qui présente des niveaux de déformations plus importants. Globalement pour tous les essais, les déformations axiale et radiale sont cohérentes en phase hydrostatique, ce qui valide l'utilisation du capteur de déformation radiale.

Le niveau de contrainte atteint pour chaque degré de saturation est fortement influencé par la pression de confinement. Plus cette dernière augmente, plus le niveau de contrainte atteint augmente. D'autre part, il apparaît que ces niveaux de contraintes diminuent à pression de confinement donnée lorsque le degré de saturation augmente. Nous reviendrons plus en détails sur ce point en comparant les courbes des différents degrés de saturation à confinement donné.

Pour vérifier la reproductibilité d'un essai, les essais à  $400$  MPa des bétons à  $44$  et  $78\%$  ont été doublés. La figure 4-26 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour ces essais doublés.

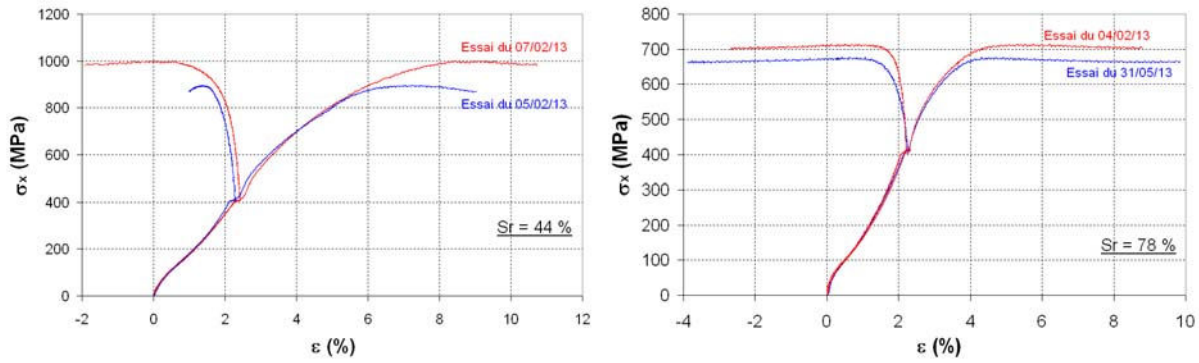


Figure 4-26. Evolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour les essais triaxiaux à 400 MPa de confinement doublés sur les bétons humides à 44 % et 78 %

Pour le R30A7 à 44 %, les courbes de comportement des deux essais à 400 MPa de confinement sont très cohérentes en phase hydrostatique et en phase déviatoire jusqu'à près de 900 MPa. En revanche, le niveau de contrainte atteint au pic est plus faible de 11 % dans l'essai du 5 février par rapport à l'essai du 7 février. Dans le cas du béton à 78 % la cohérence des courbes est également très bonne jusqu'à 600 MPa mais le niveau de contrainte atteint est de 5 % plus faible pour l'essai du 31 mai que pour l'essai du 4 février. Ces écarts donnent une idée des barres d'erreurs qui sont très faible avant le pic de contrainte mais significative à l'approche de la rupture. Cela peut être dû à la variabilité du matériau ainsi qu'au biais des chaînes de mesure (en particulier le capteur de force).

#### 4.4.1.2 Comportement volumique

La figure 4-27 montre l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour chaque degré de saturation testé à différentes pressions de confinement.

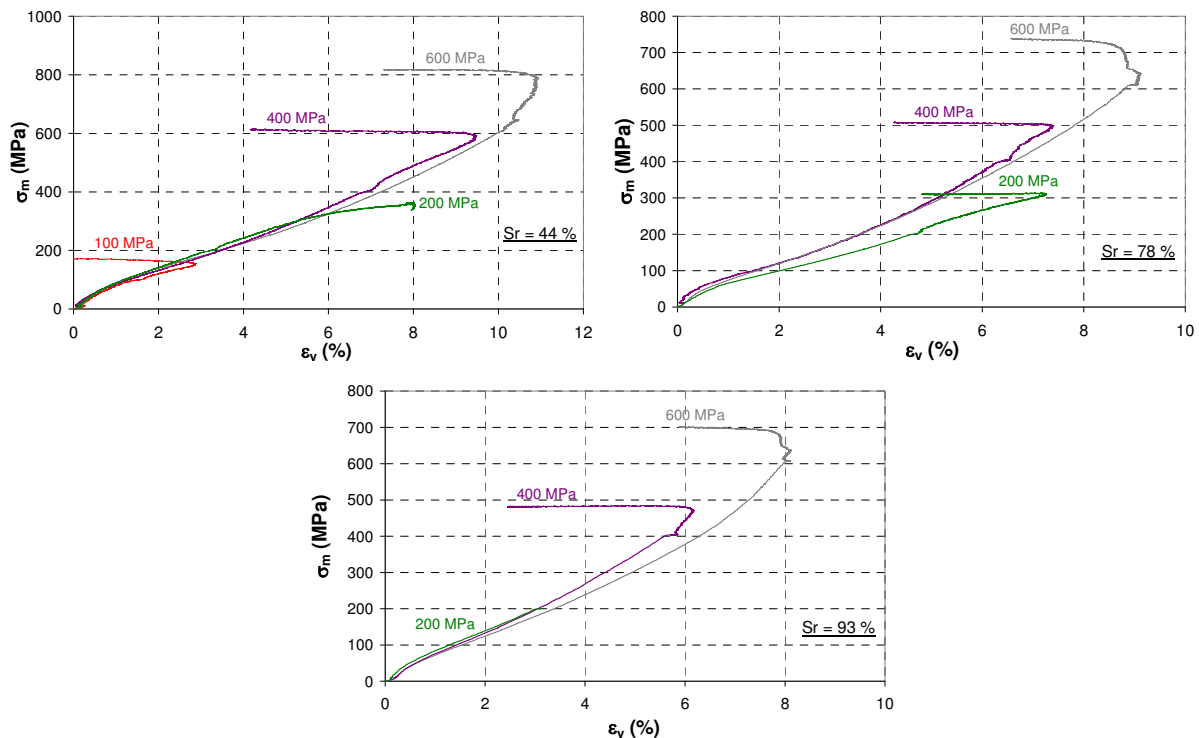


Figure 4-27. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour chaque béton humide ( $Sr = 44, 78$ , et  $93\%$ ), testés en compression triaxiale à différentes pressions de confinement

Pour les essais sur le degré de saturation de 44 %, les courbes volumiques sont bien cohérentes sur l'ensemble des pressions de confinement testées. Pour les essais sur le béton à 78 % en revanche, l'essai à 200 MPa de confinement présente une raideur moindre et un niveau de déformation volumique plus importante que les autres essais (écart de 1 % avec les autres essais). Pour les essais sur le béton à 93 % de saturation, c'est l'essai à 600 MPa qui montre un niveau de déformation volumique plus important (écart de déformation volumique de 0,7 % à 400 MPa). Les jauges du capteur de déformation radiale n'ont pas tenu pour l'essai à 200 MPa. La déformation volumique est donc ici estimée comme trois fois la mesure du LVDT en phase hydrostatique. Il apparaît pour les essais à 400 et à 600 MPa que les niveaux de déformations volumique diminuent lorsque le degré de saturation du béton augmente. Un durcissement semblable a déjà été observé pour le R30A7 saturé par rapport au sec. Nous reviendrons plus en détail sur ce point dans la partie 4.2.2.

#### 4.2.1.3 Comportement déviatoire

La figure 4-28 montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour chaque béton humide testé à différentes pressions de confinement.

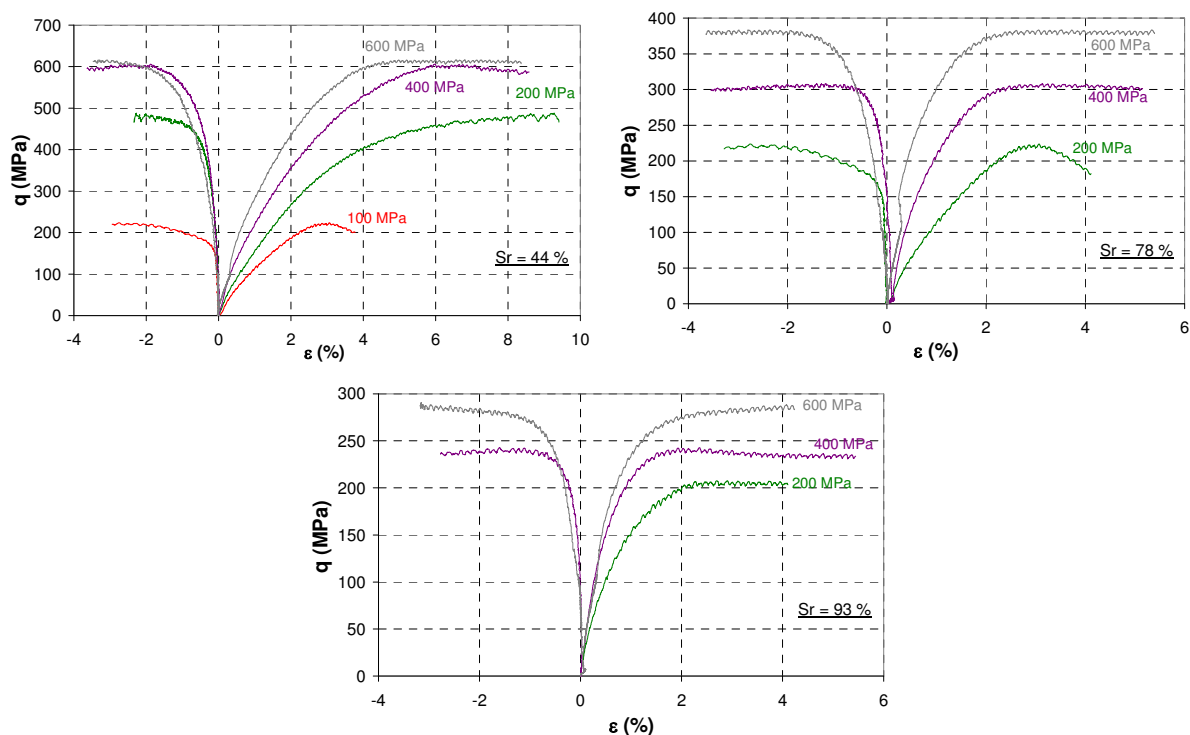


Figure 4-28. Evolution de la contrainte déviatoire en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour les différents bétons humides ( $S_r = 44, 78$  et  $93\%$ ) testés en compression triaxiale à différentes pressions de confinement

Pour les trois bétons, le niveau de déviateur augmente avec la pression de confinement, ce qui était attendu. La raideur des bétons augmente également avec la pression de confinement. La variation de raideur entre les différents essais diminue lorsque le degré de saturation augmente. Une observation similaire peut être faite entre le R30A7 sec et saturé. Globalement

les niveaux de déviateur atteints sont plus faibles lorsque le degré de saturation des bétons augmente.

Le comportement des bétons humides semble donc se rapprocher de celui du R30A7 sec lorsque le degré de saturation diminue et au contraire se rapproche du béton saturé lorsque le degré de saturation augmente. La comparaison avec les R30A7 sec et saturé sera vu plus en détails dans le prochain paragraphe.

#### 4.4.2 Comparaison du comportement des bétons humides avec les R30A7 sec et saturé.

On se propose ici de regarder pour chaque pression de confinement des essais triaxiaux réalisés, l'évolution du comportement volumique et déviatoire des bétons R30A7 sec, saturés et humides.

##### 4.4.2.1 Essais à 100 MPa de confinement

La figure 4-29 montre à gauche l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais à 100 MPa de confinement sur les R30A7 sec, saturé et humide. A droite pour les mêmes essais la figure montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale.

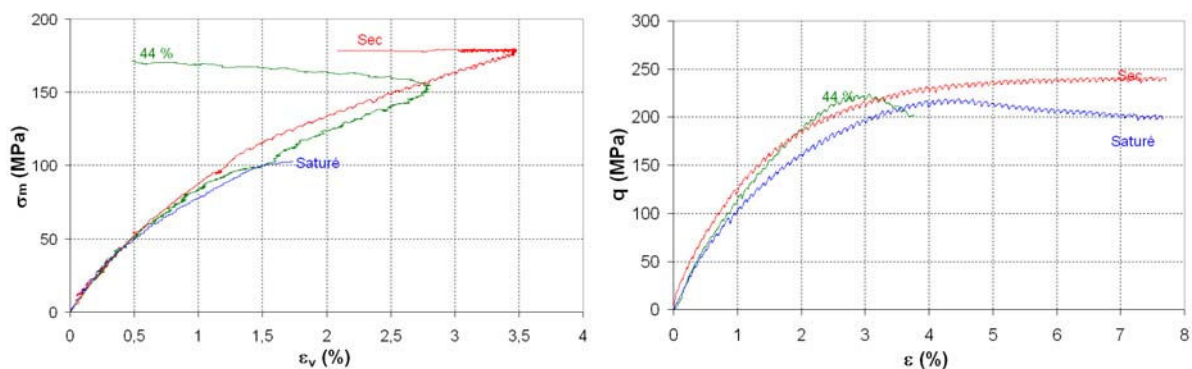


Figure 4-29. A gauche : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux à 100 MPa de confinement sur les béton R30A7 sec, saturé, et humide ( $S_r = 44\%$ ). A droite : évolution du déviateur des contraintes en fonction de le déformation axiale pour les mêmes essais

Les courbes de comportement volumique montrent que le béton humide à 44 % à un comportement semblable au R30A7 sec ou saturé. En phase hydrostatique les courbes sont cohérentes et en phase déviatoire, la raideur du béton humide est semblable à celle du R30A7

sec. Vu que le degré de saturation du béton humide à 44 % est plus proche du béton sec, il est normal que sa courbe de comportement en soit proche. La différence de raideur entre les échantillons secs et saturés en fin de phase hydrostatique peut s'expliquer par la dilatation des gels de ciment, comme il a été proposé dans la partie 4.1.3.2. L'échantillon humide contenant lui aussi une part non négligeable d'eau peut être sujet au même phénomène. Les courbes de comportement déviatoire montrent par ailleurs que le niveau de déviateur atteint est semblable pour les trois degrés de saturation étudiés. En effet, les niveaux de déformations volumiques étant relativement faibles et la matrice cimentaire encore cohésive, l'eau contenue à l'intérieur du béton humide ou saturé ne se met pas ou peu en pression. L'eau n'a donc pratiquement pas d'effet ici sur le déviateur.

Les résultats montrent donc que l'eau ne joue pas de rôle significatif sur le comportement du R30A7 à ce niveau de confinement. Le comportement volumique est donc semblable.

#### 4.4.2.2 Essais à 200 MPa de confinement

La figure 4-30 montre à gauche l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais à 200 MPa de confinement sur les R30A7 sec, saturé et humide. A droite pour les mêmes essais, la figure montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale.

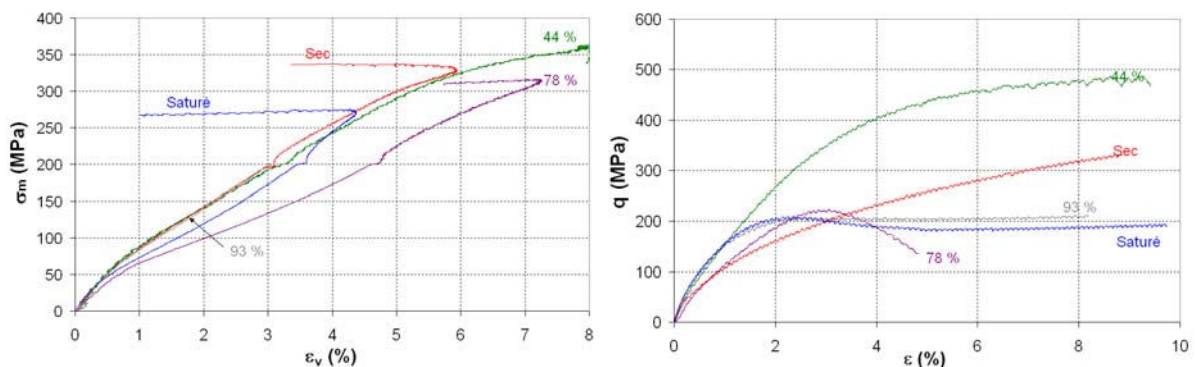


Figure 4-30. A gauche : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux à 200 MPa de confinement sur les bétons R30A7 sec, saturé, et humides ( $S_r = 44, 78$  et  $93\%$ ). A droite : évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les mêmes essais

La courbe volumique du béton à 78 % en phase hydrostatique n'est pas représentative du comportement du béton comme il a été vu sur la figure 4-27. Il est néanmoins intéressant de comparer la raideur en phase déviatoire.

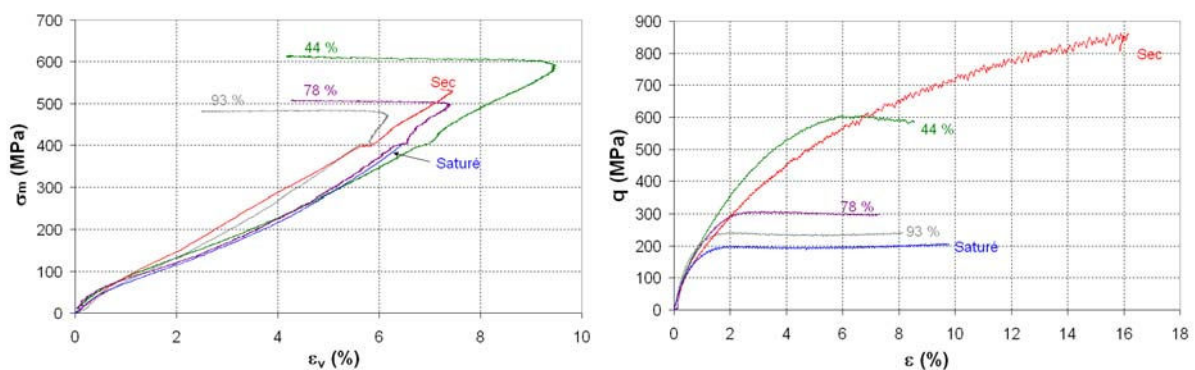
Les courbes de comportement volumique des bétons à 44 et 93 % sont très cohérentes avec celle du béton sec en phase hydrostatique. En phase déviatoire, la courbe volumique du béton à 44% montre une raideur semblable à celle du béton sec, tandis que celle du béton à 78 % tend plus vers la raideur du béton saturé. Il a déjà été remarqué pour le R30A7 saturé, que l'eau interstitielle se met en pression avec l'augmentation de la contrainte moyenne, provoquant une augmentation de la raideur du matériau. Dans le béton à 78 %, l'eau se met plus rapidement en pression que dans le cas du béton à 44 % car son volume de pore est plus saturé. C'est pour cela que la raideur du béton à 44 % est plus proche de celle du matériau sec et celle du béton à 78 % plus proche de celle du béton saturé.

Les courbes de comportement déviatoire montrent que les niveaux de déviateur atteints sont proches pour les bétons saturés, et fortement humides (78 et 93 %). La matrice cimentaire du

béton ayant perdu la majeure partie de sa cohésion, les bétons saturés ou fortement humide se comporte comme des matériaux granulaires saturés non drainés, d'où des niveaux de déviateur semblables. La raideur du béton à 93 % suit l'évolution de celle du béton saturé, tandis que celle du béton à 78 % est plus proche de celle du béton sec. En revanche, le béton à 44 % présente une raideur et un niveau de contrainte atteint bien plus important que pour le béton sec. La source de cette anomalie est en cours d'analyse.

#### 4.4.2.3 Essais à 400 MPa de confinement

La figure 4-31 montre à gauche l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais à 400 MPa de confinement sur les R30A7 sec, saturé et humide. A droite, pour les mêmes essais, la figure montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale.



En phase hydrostatique, les courbes volumiques des bétons à 44 et 78 % sont proches de celles du béton saturé, tandis que celle du béton à 93 % est plus proche de la courbe du béton sec, ce qui est surprenant. Cette analyse doit toutefois être mise en regard de la dispersion des résultats. Cependant, il est intéressant de noter que globalement les bétons humides présentent entre eux une évolution cohérente : plus le degré de saturation diminue, plus la déformabilité du béton augmente. Cela est cohérent qualitativement avec l'évolution du R30A7 sec qui est moins raide (donc plus déformable) que le saturé à ce niveau de confinement. L'explication provient de la pression interstitielle. En effet, l'eau qui se met en pression provoque un durcissement du béton. Sur la fin de la phase hydrostatique (entre 300 et 400 MPa de contrainte moyenne) et en phase déviatoire la raideur du béton à 44 % tend vers celle du béton sec tandis que celles des bétons plus humides tendent vers la raideur du béton saturé. En effet, à ce niveau de contrainte moyenne, la fermeture de la porosité par le processus de compaction devient importante et la pression à l'intérieur des pores augmente plus vite dans les bétons très humides que dans le béton à 44 %. Dans le béton à 93 % et à 78 %, il est vraisemblable que le processus de compaction ait pratiquement refermé les porosités non saturées et c'est pourquoi leurs raideurs sont pratiquement les mêmes que pour le béton saturé en fin de phase hydrostatique.

Les courbes de comportement déviatoire montrent que le niveau de déviateur atteint croît lorsque le degré de saturation décroît. Ainsi, la courbe du béton à 93 % présente un palier de déviateur légèrement plus important que celui du béton saturé. L'échantillon à 78 % présente



un palier de déviateur plus important que les bétons plus humides. Si l'on tient compte de la variabilité de cet essai (cf. fig 4-26), on peut dire que le niveau de déviateur atteint pour cet essai est proche de ceux des bétons saturé et 93 %. Il est normal que le niveau de déviateur des échantillons saturé et très humides soient proches car le béton saturé se comporte à ce niveau de contrainte comme un matériau saturé non drainé. Les échantillons humides commencent également à ressentir l'effet de l'eau interstitielle. Le déviateur maximal pour le béton à 44 % est lui bien plus important (plus de 300 MPa d'écart). En effet, toute la porosité non saturée n'est pas refermée et une partie des grains du squelette se réarrange comme dans l'échantillon sec, provoquant une augmentation de la cohésion du squelette et donc une augmentation du déviateur maximal. En revanche, on atteint un pic de déviateur avant le sec car l'eau finit par se mettre en pression dans l'échantillon provoquant et le béton à 44 % se comporte alors lui aussi comme un matériau saturé non drainé.

#### 4.4.2.4 Essais à 600 MPa

La figure 4-32 montre à gauche l'évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais à 600 MPa de confinement sur les R30A7 sec, saturé et humide. A droite pour les mêmes essais la figure montre l'évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale.

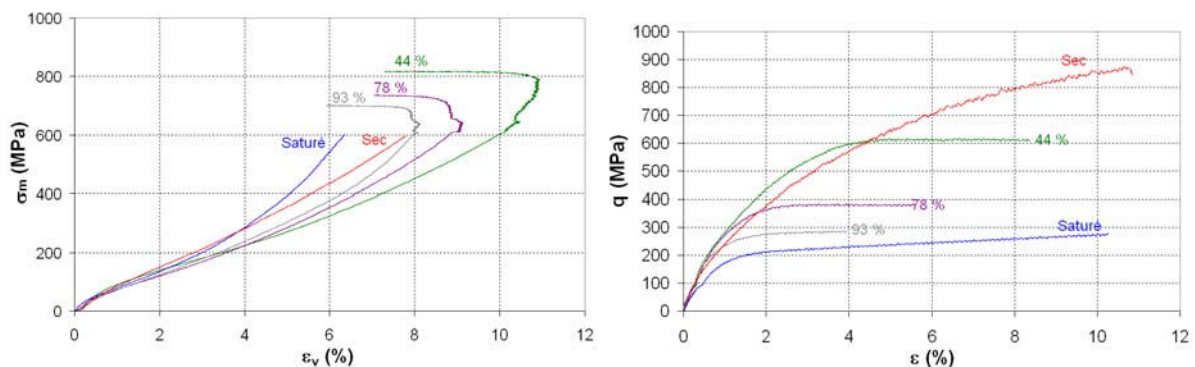


Figure 4-32. A gauche : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux à 600 MPa de confinement sur les béton R30A7 sec, saturé, et humides ( $S_r = 44, 78$  et  $93$  %). A droite : évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les mêmes essais

Les trois bétons humides présentent des comportements volumiques cohérents avec les essais à 400 MPa. Plus le degré de saturation diminue, plus le niveau de déformation est important. En effet, les grains sont plus libres de se réarranger dans les échantillons moins humides. Les raideurs en fin de phase hydrostatique sont également cohérentes : le béton à 44 % montre une raideur semblable à celle du béton sec tandis que les bétons plus humides tendent vers la raideur du béton saturé. Par rapport au béton saturé il est normal que les bétons humides ressentent plus tardivement le durcissement dû à la pression interstitielle, car ils ne sont justement pas saturés. Par contre, il est surprenant que les niveaux de déformations atteints soient plus importants que celui du béton sec. Une explication pourrait provenir de l'effet de lubrification de l'eau. En effet, dans les échantillons humides, l'eau peut favoriser le réarrangement granulaire par rapport au béton sec jusqu'à ce que la mise en pression de l'eau interstitielle et la fermeture des pores provoque un durcissement. Ce dernier intervient plus tard dans le cas des bétons humides que saturés car il y a plus de porosité à refermer avant la

mise en pression de l'eau. Ainsi les courbes de comportement volumique présenteraient des niveaux de déformations plus importants que pour les bétons sec et saturé.

Les courbes de comportement déviatoire montrent le même type d'évolution que pour les essais à 400 MPa de confinement. Lorsque le degré de saturation diminue, le niveau de déviateur atteint au palier augmente. La fermeture des pores non saturés dans les échantillons humides permet d'augmenter la cohésion du squelette granulaire jusqu'à ce que les pores soient saturés et que l'eau interstitielle se mettent en pression accélérant la rupture de l'échantillon comme dans un matériau granulaire saturé non drainé.

#### 4.4.3 Courbe d'états limites

La figure 4-33 montre l'évolution des courbes d'états limites obtenues pour les différents bétons humides dans le plan ( $\sigma_m$  ;  $q$ ).

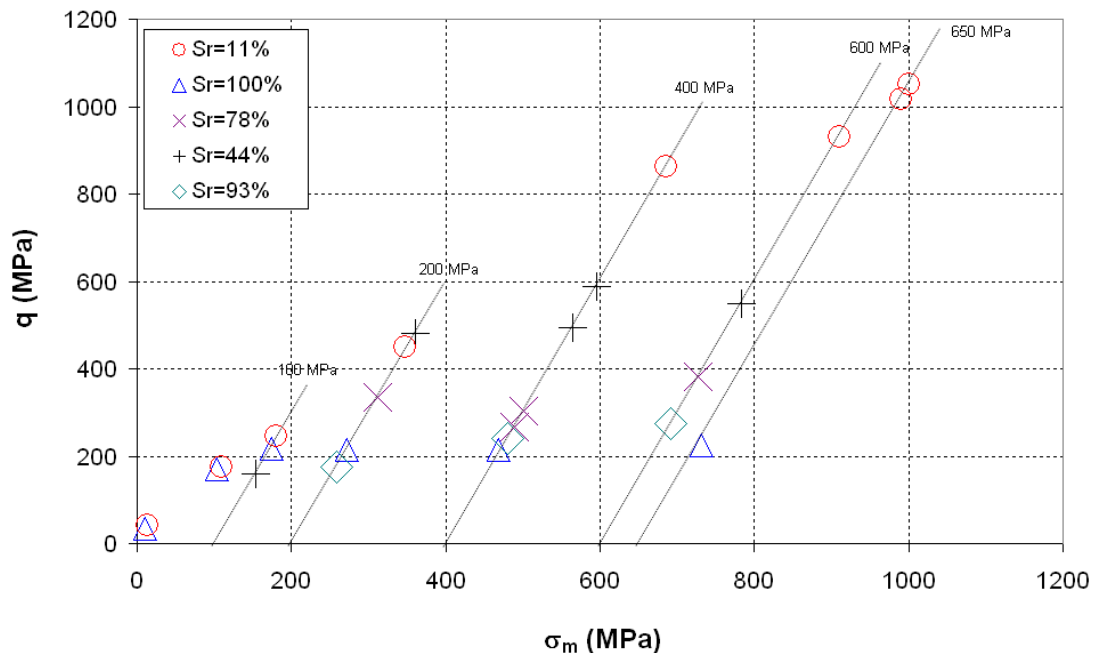


Figure 4-33. Evolution des états limites en contraintes du R30A7 sec, saturé et humides dans le plan ( $\sigma_m$  ;  $q$ )

Pour les essais à 100 MPa et 200 MPa, les états limites des bétons à 44 %, sec et saturé sont pratiquement confondus. Pour les confinements supérieurs les états limites forment un plateau entre 500 et 600 MPa de déviateur. Les états limites du béton à 93 % sont pratiquement confondus avec ceux du béton saturé, qui forment un plateau à 200 MPa. Enfin les états limites du béton à 78 % sont dans une situation intermédiaire, plus proche du béton saturé toutefois.

Ces résultats attendus montrent bien que lorsque le degré de saturation diminue, les états limites tendent vers ceux du béton sec. Lorsque l'effet de la pression interstitielle devient important, les états limites forment un plateau typique du comportement d'un matériau granulaire saturé non drainé.



#### 4.4.4 Conclusion

Les résultats des essais sur le R30A7 humide montrent une bonne reproductibilité des résultats. On constate de manière générale que lorsque le degré de saturation augmente, la déformabilité du béton augmente et le niveau de déviateur atteint au palier diminue. Pour le béton à 44 %, l'eau n'a que peu d'effets à 100 MPa de confinement. Lorsque le confinement augmente, la raideur de ce béton tend vers celle du R30A7 sec. Lorsque la porosité remplie d'air se referme, l'eau interstitielle commence à se mettre en pression et comme pour un matériau saturé la raideur augmente. Le déviateur atteint stagne alors, quelque soit la pression de confinement et le matériau se comporte comme un sol saturé non drainé. Pour les degrés de saturation plus élevés (78 et 93 %) ce phénomène est plus rapide. L'eau occupant une partie plus importante du réseau poreux interconnecté, elle se met plus rapidement en pression et le matériau devient saturé non drainé pour des niveaux de contrainte plus faibles.

### Conclusion du chapitre 4

Ce chapitre a pour objectif de mettre en évidence les effets de l'eau sur le comportement mécanique du béton et d'en donner une interprétation. Pour cela, des essais à différentes pressions de confinement ont été réalisés sur des échantillons de BHP et de BAE secs et saturés. Des essais ont également été réalisés sur le béton de référence R30A7 mais à des degrés de saturation intermédiaires.

Dans un premier temps, Les résultats des essais sur BHP sec et saturé et les résultats sur BAE sec et saturés ont été comparés indépendamment. Dans un deuxième temps ces résultats sont comparés à ceux obtenus sur les R30A7 sec et saturé. Ces comparaisons permettent de mettre en évidence les effets de l'eau et montrent que ces effets sont dépendants de la porosité du matériau.

Dans le cas du BHP, les essais de compression simple montrent un comportement similaire entre les échantillons sec et saturé alors que l'on s'attend à avoir un béton sec plus raide et plus résistant du fait des effets de la dessiccation. Une première explication vient de cette dessiccation qui est plus faible dans un matériau peu poreux comme le BHP, où les mouvements d'eau sont moins importants. Par ailleurs, l'autodessiccation est un phénomène avec des conséquences pouvant être particulièrement importantes dans les BHP. La microfissuration induite par cet effet, peut être amplifiée par la dessiccation réduisant les effets bénéfiques de cette dernière. Lorsque le confinement du béton augmente, les comportements volumiques hydrostatiques des BHP sec et saturé sont similaires tant que la matrice cimentaire reste cohésive. Lorsque le matériau s'endommage, la raideur du béton sec diminue plus rapidement que celle du béton saturé, car l'eau interstitielle se met rapidement en pression du fait de la faible porosité de la matrice cimentaire. Ainsi la déformabilité du béton saturé s'en voit réduite. Sous forts confinements, c'est l'eau qui reprend les contraintes et la raideur du matériau augmente. Le béton se comporte alors comme un matériau granulaire saturé non drainé. Les états limites stagnent à partir d'un seuil à environ 500 MPa de déviateur.

Dans le cas du BAE, on constate que lorsque le matériau s'endommage sous l'effet du confinement, la raideur du matériau saturé diminue plus que celle du matériau sec. Trois mécanismes peuvent expliquer ces observations. Premièrement, pendant la conservation du béton saturé, l'eau provoque la dilatation des feuillets de CSH, diminuant ainsi la cohésion de la matrice cimentaire (cet effet n'est par ailleurs pas visible dans le cas d'un béton peu poreux car le granulats empêchent cette dilatation et la matrice cimentaire est plus résistante). Deuxièmement, La grande porosité du BAE permet des mouvements d'eau important lors de

la dessiccation du matériau. Les effets de cette dernière sont donc plus importants. Enfin, lorsque la porosité commence à se refermer sous l'effet du chargement, l'eau peut jouer un rôle de lubrifiant entre les grains du squelette et avoir un rôle moteur sur leur réarrangement. Sous forts confinements, comme pour le BHP, la pression interstitielle est importante et le matériau se comporte comme un matériau granulaire saturé non drainé.

Ces essais montrent donc l'influence déterminante de l'eau sur le comportement du béton. En particulier, la pression de l'eau interstitielle a un effet déterminant sur le comportement à fort confinement, qui mérite d'être étudié plus en détails. C'est l'objectif du développement des essais de mesure de la pression interstitielle (*cf.* 2.5.2).

Dans un troisième temps, des essais ont été réalisés sur des échantillons de R30A7 avec des degrés de saturations de 44, 78 et 93 %. Les résultats montrent que de manière générale, la déformabilité du béton humide augmente et son état limite en contrainte diminue lorsque le degré de saturation augmente. Lorsque son degré de saturation est faible, le comportement du béton humide tend vers celui du béton sec. Toutefois lorsque le confinement est suffisant pour que la part de porosité remplie d'air soit refermée, l'eau interstitielle se met en pression et le béton est alors en condition saturée non drainée, son niveau de déviateur n'augmente plus avec le confinement. Lorsque le degré de saturation augmente, l'eau occupe une part plus importante de la porosité et l'eau se met en pression pour des niveaux de confinements plus faibles. Les états limites tendent vers ceux du béton saturé.

---

## Conclusion générale et perspectives

---

Lors de la formulation d'un béton pour une application donnée, plusieurs paramètres doivent être pris en compte. Qu'il s'agisse des conditions environnementales, du type de sollicitations ou d'un choix architectural, les méthodes de dimensionnement prennent en compte comme paramètre principal la résistance à la compression à 28 jours. Sous sollicitations dynamiques sévères, type impacts ou ondes de chocs, il n'y a pas de connaissances suffisantes pour optimiser la formulation vis-à-vis de ce type de sollicitations. Cette thèse avait donc pour objectif d'améliorer les connaissances actuelles sur le comportement mécanique du béton soumis à de forts niveaux de contrainte et en particulier, de l'influence de la porosité et du degré d'humidité du béton sur son comportement mécanique fortement confiné. En effet, les premiers résultats obtenus par Vu (VU, 2009) montrent que ces deux paramètres influencent fortement la réponse mécanique du béton.

Le chapitre bibliographique a permis de présenter l'état des connaissances sur le matériau béton et sur son comportement mécanique. Le béton est un matériau constitué essentiellement d'une matrice cimentaire solide, mélange d'eau et de ciment ayant réagi chimiquement, et d'un squelette granulaire composé de granulats de différentes tailles. Le béton est un matériau poreux et ces porosités sont présentes à toutes les échelles : de la porosité capillaire formant un réseau interconnecté, à l'air occlus emprisonné lors du malaxage du matériau. L'eau est également un élément omniprésent. Elle peut être liée au ciment pour former la structure de la matrice cimentaire ou elle peut être présente en plus ou moins grande quantité dans les porosités. L'ensemble de ces éléments forment un matériau complexe et chacun de ces éléments influence les propriétés structurelles, physiques ou chimiques du béton.

Le comportement mécanique macroscopique du béton a ensuite été présenté et notamment la forte influence du confinement sur la réponse du matériau. Le processus de compaction qui se caractérise par une diminution de la cohésion de la matrice cimentaire et une densification du matériau sous l'effet de la fermeture de la porosité, explique le changement de comportement du béton avec l'augmentation du confinement. En effet, l'augmentation de la pression de confinement provoque une augmentation de la résistance ainsi qu'une évolution de la loi de comportement élasto-endommageable avec une phase post-pic adoucissante, vers un comportement plus ductile.

Les effets de la présence d'eau sur le comportement mécanique macroscopique du béton ont été abordés. Sous faibles confinements, l'eau a un effet modéré sur le comportement mécanique mais sous forts confinements elle joue un rôle majeur sur la réponse volumique et

déviatoire du matériau. Il faut également garder à l'esprit que la présence d'eau a également un rôle sur le comportement différé du béton.

L'analyse de l'influence de la porosité et plus spécifiquement l'effet du rapport E/C sur le comportement mécanique du béton montre que ce rapport a un effet important sous faibles confinements, et qui tend à s'amenuiser lorsque ce dernier augmente.

Pour répondre à l'objectif initial concernant l'influence de la porosité, la démarche adoptée a été constituée à repartir d'un béton ordinaire de référence et à modifier sa formulation pour en modifier la porosité. Le béton de référence choisi est le R30A7, développé dans les travaux de Vu (VU, 2007) et deux autres bétons ont été formulés. Un BHP faiblement poreux a été élaboré à partir de la composition du R30A7 en réduisant le rapport E/C à 0,3 par ajout d'un superplastifiant et en augmentant la compacité du squelette dans les fines par adjonctions de fumées de silice. Le béton BAE, fortement poreux, est quant à lui formulé en ajoutant un agent entraîneur d'air. Ces deux bétons sont les piliers expérimentaux des études sur la porosité et servent également à l'étude des effets de l'eau proposée dans ce manuscrit. Des essais normalisés tels que le cône d'Abrams, l'aéromètre, la compression simple et des mesures de porosité (à l'eau et au mercure) ont permis de valider la composition et la mise en œuvre de ces bétons vis-à-vis des objectifs de cette étude.

A confinement nul il a été vu que le comportement du béton présente une forte dépendance à la porosité. Plus cette dernière est importante plus la raideur et la résistance du matériau diminue. En effet la réponse du béton à ce niveau de confinement est gouvernée en grande partie par la matrice cimentaire, et donc plus cette dernière est poreuse, moins elle sera résistante.

Sous faibles confinements, les courbes de comportements volumiques hydrostatiques présentent d'abord un comportement linéaire car la matrice cimentaire est peu endommagée. Lorsque le confinement augmente, le matériau commence à s'endommager et son comportement va dépendre de la porosité.

Dans le cas d'un matériau fortement poreux, Les résultats obtenus mettent en évidence que la matrice cimentaire s'endommage rapidement puisqu'elle est moins cohésive. Cet endommagement se traduit par une diminution de la raideur, qui est d'autant plus grande que le béton est poreux. Lorsque le confinement augmente encore, la matrice s'endommage d'autant plus et le comportement du matériau est de plus en plus influencé par la cohésion du squelette granulaire. La densification du matériau sous l'effet de la fermeture de la porosité va augmenter la cohésion de ce squelette provoquant une augmentation de raideur. Puisque le matériau est poreux, cette augmentation est importante car il la porosité à refermer l'est également. Sous forts confinements, la matrice a perdu une grande partie de sa cohésion et le matériau se comporte alors comme un empilement granulaire non cohésif.

Dans le cas d'un béton faiblement poreux, l'endommagement débute pour des niveaux de confinement plus élevés puisque la matrice est beaucoup plus cohésive. Ainsi le matériau présente un comportement volumique linéaire jusqu'à des niveaux de contrainte élevés (150 MPa environ). Puis l'endommagement de la matrice débute et la raideur du matériau diminue. L'augmentation de raideur due à la densification du matériau est peu visible car il y a peu de porosités à refermer. Sous forts confinements, c'est là encore le squelette granulaire qui va piloter le comportement du béton. Comme ce squelette granulaire a la même composition pour tous bétons de cette étude, leur comportement devient identique sous forts confinements. Ainsi les raideurs et les niveaux de déviateurs des matériaux deviennent identiques, et la porosité n'a plus d'effets.

Il est important de noter que la porosité est le paramètre principal influant la résistance à la compression simple du béton et que c'est cette résistance qui est utilisée dans les calculs de dimensionnement des structures. Sous forts confinements, les résultats de cette étude

montrent que cette porosité, quelque soit sa nature ou sa quantité, n'a plus d'influence sur le comportement du béton.

Le deuxième objectif majeur de cette thèse concernait les effets de la saturation en eau du béton. En se basant sur les matériaux formulés pour l'étude de l'influence de la porosité, la démarche adoptée est constituée de deux étapes.

Dans un premier temps, le comportement des bétons sec et saturé ont été comparés. Cette étude a nécessité le développement d'un capteur de mesure de la déformation radiale, dont la principale motivation était de répondre aux difficultés techniques de mesure de cette déformation. Un capteur original, spécialement adapté aux contraintes géométriques de la presse et aux fortes pressions rencontrées lors des essais, a donc été mis en œuvre. Les premiers résultats ont montrés une influence déterminante de la pression sur la mesure du capteur. Pour remédier à ce problème, une étude numérique a été menée afin d'optimiser la géométrie du capteur, afin de le rendre plus sensible aux déformations radiales que l'on souhaite mesurer. Les tests ont montrés qu'avec cette optimisation, on pouvait obtenir une mesure satisfaisante de la déformation radiale.

Pour un béton poreux, il a été vu que l'eau provoque plusieurs effets. La présence d'eau pendant le mûrissement et la conservation du béton provoque une dilatation des feuillet de CSH ce qui diminue la cohésion de la matrice cimentaire avant même la réalisation des essais. Dans le cas des bétons secs, la dessiccation provoque de grand mouvement d'eau vu que la porosité est importante. Les effets du séchage ont donc tendance à être importants, augmentant ainsi la raideurs des bétons poreux secs. Ces effets font qu'à faible confinement la matrice cimentaire des bétons saturés commence à s'endommager pour des niveaux de contraintes plus faibles et que la baisse de raideur associée cet endommagement est plus importante. A cela s'ajoute un effet de lubrification des grains du squelette par l'eau. Lorsque le confinement augmente en revanche, l'eau interstitielle se met progressivement en pression sous l'effet de la fermeture de la porosité. Lorsque cette pression devient importante, le matériau se comporte alors comme un matériau granulaire saturé non drainé, dont le déviateur n'augmente plus avec le confinement à partir d'un certain seuil.

Dans le cas d'un béton peu poreux les effets de l'eau sont différents. La dilatation des CSH est freinée par les granulats car le squelette est plus dense. De plus, la matrice cimentaire est plus résistante, elle est donc moins affectée par cette dilatation. Les effets de la dessiccation sont également moindres puisque le rapport E/C a été réduit, et que les mouvements d'eau sont par conséquent moindres. En revanche, il a déjà été observé pour des bétons type BHP que les effets de l'autodessiccation peuvent être importants. Ce type de retrait provoque une forte microfissuration qui s'accroît sous l'effet du séchage pour les bétons secs. Les essais de compression simple réalisés ont montrés que la résistance et la raideur du béton sec et pratiquement identique à celle du béton saturé, alors que l'on aurait pu s'attendre à avoir une résistance plus importante. Le comportement volumique hydrostatique du béton faiblement poreux montre que la diminution de raideur suite à l'endommagement de la matrice cimentaire est plus importante pour les bétons secs que pour les bétons saturés, à cause des effets de l'eau. Sous forts confinements, la pression interstitielle du béton saturé provoque une augmentation de la raideur et le matériau tend alors à se comporter comme un matériau granulaire saturé non drainé. Le seuil à partir duquel le déviateur stagne est cependant plus élevé que dans le cas de béton plus poreux.

La deuxième étape de l'étude concernant les effets de l'eau consiste à étudier le comportement du béton de référence à des niveaux de saturation intermédiaire. Cette deuxième phase a nécessité le développement d'enceinte étanche permettant de fixer précisément à la valeur souhaitée le degré de saturation d'échantillons en béton, en contrôlant par des sels chimiques l'humidité relative ambiante de l'enceinte. Trois enceintes ont été ainsi

développées afin de fixer trois degrés de saturation intermédiaires entre l'état sec et l'état saturé. Les échantillons ainsi traités permettront de mieux comprendre la réponse mécanique du béton humide. Ces enceintes sont indispensables pour obtenir un état de saturation homogène dans les échantillons de béton.

Les résultats des essais réalisés sur ces bétons humides ont montrés que pour un faible degré de saturation, l'eau remplit peu les pores et elle se met donc en pression pour un degré de fermeture de la porosité important, c'est-à-dire pour des niveaux de contrainte importants. Le comportement d'un tel béton est alors proche de celui du béton sec jusqu'à ce que l'eau se mette en pression. Pour des degrés de saturation supérieurs, l'eau se met en pression pour des niveaux de contraintes plus faibles puisque elle remplit plus les pores. Le comportement se rapproche alors d'un béton saturé.

Les effets de l'eau sont donc variables et dépendent de la porosité sous faibles confinements. Sous forts confinements, on a montré que quelque soit la quantité d'eau, ou la nature de la porosité, le comportement du béton tend vers celui d'un matériau granulaire saturé non drainé. En revanche, le fait de diminuer la porosité d'un béton saturé permet d'augmenter le seuil à partir duquel le déviateur n'augmente plus.

Concernant l'influence de la porosité, une perspective intéressante à ce travail serait de se servir de ces essais pour calibrer, voir améliorer le modèle PRM couplé (Pontiroli-Rouquand-Mazars). Il s'agit d'un modèle d'endommagement et de plasticité couplé, écrit de manière explicite afin de reproduire sur la réponse du béton à un chargement dynamique rapide. Un des paramètres du modèle est la porosité du béton. Il serait donc intéressant de réaliser des simulations de bétons type BHP ou BAE et voir si les résultats concordent avec les résultats expérimentaux obtenus dans cette thèse.

Par ailleurs, les essais sur bétons saturés et humides ont mis en évidence le rôle prépondérant de la pression interstitielle sur le comportement du béton. La réalisation d'essais avec mesure de cette pression, initiée dans ce travail de thèse est une perspective importante, pour compléter les études sur l'effet de l'eau sous forts confinements. Une première solution a été envisagée, qui consiste en une enclume en acier, percée d'une cavité et de trous permettant l'accès de l'eau de l'échantillon testé à cette cavité. Une jauge de déformation collée sur une lame métallique permet de mesurer l'augmentation de pression de l'eau lorsque l'échantillon est confiné. Les premiers essais ont permis d'améliorer l'étanchéité de l'enclume et ont montré que l'on pouvait obtenir une mesure de la pression. Cette mesure est pour l'instant parasitée par un phénomène dont l'origine est encore inconnue. La poursuite du développement de ces essais est donc une perspective très intéressante.

A long terme, l'intérêt de ces études est d'intégrer les connaissances obtenues sur le comportement du béton fortement confiné, dans le contexte plus global de la vulnérabilité des structures aux impacts. Il serait intéressant de proposer des recommandations concernant la formulation d'un béton résistant aux impacts, en vue de son utilisation dans une structure massive sensible (confinement de réacteur ou barrages par exemples). Pour cela, la connaissance du comportement du matériau lui-même est essentielle avant de parler de structures proprement dites. Dans de telles structures, le cœur de l'ouvrage reste souvent dans un état saturé en eau au long terme et les résultats de cette thèse montrent que l'eau libre dans le béton influence majoritairement son comportement. La prise en compte de ces effets est donc une première recommandation. Les effets de la porosité sont quant à eux limités sous forts confinements. Il est important de noter que les travaux de cette thèse n'ont porté que sur le comportement triaxial du matériau et que d'autres type de sollicitations sont présentes lors d'un impact (compression oedométrique ou traction). Des études avec d'autres types de sollicitations sont donc nécessaires afin de mieux rendre compte des effets de ces paramètres sur le comportement du béton sous impacts. Enfin, les essais réalisés dans ce manuscrit sont

réalisés de manière quasi-statique. Des études complémentaires sur l'effet de l'eau et de la porosité en sollicitations dynamiques sont nécessaires pour conclure sur le comportement du matériau sous impacts.

---

## Références

---

**AÏTCIN, P.-C. 1983.** *Condensed Silica Fume*. Edition de l'Université de Sherbrooke, Québec, Canada, ISBN 2-7622-0016-4, 52 p., 1983.

**AÏTCIN, P.-C. 2001.** *Bétons haute performance*. Editions Eyrolles, Paris, 683 p., 2001.

**AKERS, S. A. et PHILLIPS, B. R. 2004.** Concrete modeled as an inhomogeneous material : Numerical simulation of contact detonations charges. In *18<sup>th</sup> International Symposium on military Aspects of Blasts and Shock*. 2004.

**BAILLY, P. TOMBINI, C. et LE VU, O. 1996.** Modélisation de géomatériaux sous sollicitations dynamiques élevées. I : Un tir de pénétration sur cible en béton. In *colloque du réseau GEO, Aussois, France*. 1996.

**BAALBAKI, W. 1997.** *Analyse expérimentale et provisionnelle du module d'élasticité des bétons*. 1997. Thèse de doctorat 1015, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.

**BAROGHEL, B. 1994.** *Caractérisation microstructurale et hydrique des pâtes de ciment et des bétons ordinaires et à très hautes performances*. Paris : S.N., 1994. Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

**BAZANT, Z. P. et NAJJAR, N. J. 1971.** Drying of concrete as nonlinear diffusion problem. *Cement and Concrete Research*. 1971, Vol. 1, pp. 461-473.

**BAZANT, Z. P. et BISCHOP, F. C. et CHANG, T. P. 1986.** Confined compression tests of cement paste and concrete up to 300 Ksi. *ACI Journal*. 1986, Vol. 83, pp. 553-560.



- BENBOUDJEMA, F. 2002.** *Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Applications aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs de centrales nucléaires.* 2002. Thèse de doctorat de l'université de Marne La Vallée.
- BOLOMEY, J. 1935.** Granulation et prévision de la résistance probable des bétons. *Travaux*, 19(30), 1935, pp 228-232.
- BONNAN, S. 1996.** *Modélisation mésoscopique du comportement sous choc de l'aluminium poreux – Validation expérimentale.* 1996. Thèse de doctorat, Université de Poitiers.
- BREVET D'INVENTION 2005.** *Collier de mesure de la déformation latérale d'une éprouvette lors d'essais de compression, notamment uniaxiale et triaxiale.* Publié sous numéro 2 886 403, déposé le 24/05/05.
- BRUE, F. 2009.** *Rôles de la température et de la composition sur le couplage thermo-hydro-mécanique des bétons.* 2009. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lille.
- BURLION, N. 1997.** *Compaction des bétons : éléments de modélisation et caractérisation expérimentale.* 1997. Thèse de doctorat, ENS Cachan, LMT.
- BURLION, N., PIAJUDIER-CABOT, G. et DAHAN, N. 2001.** Experimental analysis of compaction of concrete and mortar. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2001, Vol. 25, pp. 1467-1486.
- BURLION, N., YURTDAS, I. et SKOCZYLAS, F. 2003.** Comportement mécanique et séchage de matériaux à matrice cimentaire : comparaison mortier – béton. *Revue Française de Génie Civil*. 2003, Vol. 7, pp. 145-165.
- BURLION, N., BOURGEOIS, F. et SHAO, J. F., 2005.** Effects of desiccation on mechanical behaviour of concrete. *Cement and Concrete Composites*. 2005, Vol. 27, pp. 367-379.
- BUYLE BODIN, F. 1996. WIRQUIN, E. BRAHITI, F. et SUDRET, M. 1996.** *Fabrication du béton. Evolution du béton à air entraîné. Validation de l'appareil Air Void Analyzer.* Projet national CALIBE. Opération du plan génie civil. Convention MGC n°96.70.007
- BUZAUD, E. 2004.** High pressure triaxial compression of concrete. *In Workshop Hard Target Research, QinetiQ*. 2004.
- CASTELLOTE, M., ALONSO, C., ANDRADE, C., TURRILLAS, X., CAMPO, J., 2004.** Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction. *Cement and Concrete Research*. 2004, Vol. 34, pp. 1633-1644.
- CHANVILLARD, G. 1999.** *Le matériau béton : connaissances générales.* 1999.
- COLLIS, L. et FOX, R. A. 1985.** Aggregates : sand, gravel and crushed rock aggregates for construction purposes. *Engineering Geology Special Publication*. 1985, Vol. 1, p. 220.
- DE LARRARD, F., SEDRAN, T., HU, C., SZITKAR, J.-C., JOLY, M., DERKX, F. 1996.** Evolution of the workability of superplasticized concrete. Assessment with BTRHEOM

- Rheometer. *Proceedings International RILEM Conference on Production Methods and Workability of concrete*. 1996, Arles, France, pp. 377-388.
- DE LARRARD, F. 2000.** *Structures granulaires et formulation des bétons*. Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées. OA 34, 414 p., 2000.
- DE LARRARD, F. et AÏTCIN, P.-C., 1993.** The strength retrogression of silica fume concrete. *ACI Materials Journal*. 1993, Vol. 90, pp. 581-585.
- DIAMOND, S. 2000.** Mercury porosimetry : an inappropriate method for the measurement of pore size distributions in cement-based materials. *Cements and Concrete Research*. 2000, Vol. 30, pp. 1517-1525.
- DIAMOND, S. et HUANG, J. 2001.** The ITZ in concrete – a different view based on image analysis and SEM observations. *Cement and Concrete Composites*. 2001, Vol. 23, pp. 179-188.
- DUPRAY, F. 2008.** *Comportement du béton sous fort confinement : étude en compression et en extension triaxiales à l'échelle mésoscopique*. 2008. Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble.
- DUPRAY, F., MALECOT, Y., DAUDEVILLE, L., BUZAUD, E., 2009.** A mesoscopic model for the behaviour of concrete under high confinement. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2009, Vol. 33, pp. 1407-1423.
- DREUX, G. 1985.** *Nouveau guide du béton*. Eyrolles. 1985.
- FELDMAN, R. F. et SEREDA, P. J. 1968.** A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties. *Materials and Structures*. 1968, pp. 509-19.
- FELEKOGLU, B., TURKEL, S. et BARADAN, B. 2007.** Effect of water/cement ratio on fresh and hardened properties of self-compacting concrete. *Buildings and Environment*. 2007, Vol. 42, pp. 1795-1802.
- FERRARIS, C.F., OBLA, K.H., HILL, R., 2001.** Influence of mineral admixtures on the rheology of cement paste and concrete. *Cement and Concrete Research*. 2001, Vol. 31, pp. 245-255.
- FLEUREAU, J.-M., CORONADO, O., GOMES CORREIA, A. 2003.** Prise en compte de la non saturation dans le dimensionnement des couches de chaussées. *13<sup>ème</sup> Congrès Régional d'Afrique de Mécanique des Sols et de Géotechnique*, Marakkech, Décembre 2003.
- GABET, T. 2006.** *Comportement triaxial du béton sous forts confinements : influence du trajet de chargement*. 2006. Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble.
- GABET, T., VU, X.H., MALECOT, Y., DAUDEVILLE, L., 2006.** A new experimental technique for the analysis of concrete under high triaxial loading. *Journal de Physique IV, 8<sup>th</sup> International Conference on Mechanical and Physical Behaviour of Materials under Dynamic Loading*. 2006, pp. 635-640.

- GABET, T., MALECOT, Y. et DAUDEVILLE, L. 2008.** Triaxial behaviour of concrete under high stresses : Influence of the loading path on compaction and limit states. *Cement and Concrete Research*. 2008, Vol. 38, pp. 403-412.
- GOLDMAN, A., BENTUR, A. 1989.** Bond effects in high-strength silica fume concrete. *ACI Materials Journal*, 86(5). Septembre-octobre 1989, pp. 440-447.
- GAGNE, R. et AÏTCIN, P.-C. 1993.** *Superplasticizers for durable concrete*. Comptes rendus de la conférence internationale sur la durabilité du béton. Monterrey, Octobre, Mexique, pp. 200-217.
- GRAN, J. K. et FREW, D. J. 1997.** In-target radial stress measurements from penetration experiments into concrete by ogive-nose steel projectiles. *International Journal of Impact Engineering*. 1997, Vol. 19, pp. 715-726.
- HANSEN, T. C. 1970.** Physical composition of hardened Portland cement paste, *ACI Material Journal*. Mai 1970, pp 404-407.
- JAMET, P., MILLARD, A. et NAHAS, G. 1984.** Triaxial behaviour of a micro-concrete complete stress-strain for confining pressure ranging from 0 to 100 MPa. *Presses de l'université Paul Sabatier*. 1984, pp. 133-140.
- KOTSOVOS, M. D. et PERRY, S. H. 1986.** Behaviour of concrete subjected to passive confinement. *Matériaux et Constructions*. 1986, Vol. 19, pp. 259-264.
- KOVLER, K., ZHUTOVSKY, S. 2006.** Overview and future trends of shrinkage research. *Materials and Structures*. 2006, Vol. 36, pp. 827-847
- LADAOU, W., 2010.** *Etude expérimentale du comportement thermo-hydro-mécanique à long terme des BHP destinés aux ouvrages de stockage des déchets radioactifs*. 2010. Thèse de doctorat de l'université de Toulouse III Paul Sabatier.
- LAFHAJ, Z., GOUEYGOU, M., DJERBI, A. et KACZMAREK, M. 2006.** Correlation between porosity, permeability and ultrasonic parameters of mortar with variable water/cement ratio and water content. *Cement and Concrete Research*. 2006, Vol. 36, pp. 625-633
- LAHLOU, K., AÏTCIN, P.-C. et CHAALLAL, O. 1992.** Behaviour of high-strength concrete under confined stresses. *Cement and Concrete Composites*. 1992, Vol. 14, pp. 185-193
- MAZARS, J. 1984.** *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement linéaire et à la rupture du béton de structure*. 1984. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure de Cachan, LMT.
- METHA, P. K. 1986.** *Concrete structures, properties, and materials*. Prentice-Hall, 450 p., 1986

- MINDEGUIA J.-C., CARRE H., PIMIENTA P., LA BORDERIE C. 2006.** Nouvelle technique de mesure des déformations radiales du béton à haute température. *Rencontre Universitaire de Génie civil*, La Grande Motte, 1-2 Juin 2006.
- NEVILLE, A. M. 2000.** *Propriété des bétons*. Editions Eyrolles, Paris, 806 p., 2000.
- ODLER, I. et RÖSSLER, M. 1985.** Investigations on the relationship between porosity, structure and strength of hydrated Portland cement pastes. II. Effect of pore structure and the degree of hydration. *Cement and Concrete Research*. 1985, Vol. 15, pp. 401-410.
- OLLIVIER, J. P. 1997.** *Durabilité des bétons*. 1997. Compte rendu des journées techniques AFPC-AFREM.
- PATEL, R. G., et al. 1988.** Influence of curing at different relative humidities upon compound reactions and porosity of portland cement paste. *Materials and Structures*. 1988, pp. 192-199.
- PERLOT, C., VERDIER, J. et CARCASSES, M. 2006.** Influence of cement type on transport properties and chemical degradation : application to nuclear waste storage. *Material and Structures*. 39, 2006, pp. 511-523.
- PIGEON, M. 1981.** Composition et hydratation du ciment portland. *Séminaire progrès dans le domaine du béton*. 1981, pp. 36-72.
- PIJAUDIER-CABOT, G. 1985.** *Caractérisation et modélisation du comportement du béton par un essai multiaxial automatique*. 1985. Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie.
- PIOTROWSKA, E. 2013.** *Role of coarse aggregates in the triaxial behaviour of concrete : experimental and numerical analysis*. 2013. Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble.
- PLEAU, R. et SAUCIER, F. 1996.** *Stability of the air-void system and its effects on the durability of concrete*. CRIB, université LVAL, Québec. 1996.
- POINARD, C. 2010.** *Comportement du béton sous chargement triaxial sévère : analyse tomographique et modélisation à l'échelle mésoscopique*. 2010. Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier, Grenoble.
- POINARD, C., MALECOT, Y. et DAUDEVILLE, L. 2010.** Damage of concrete in a very high stress state : experimental investigation. *Materials and Structures*. 2010, Vol. 13, pp. 15-29.
- POIRIER, S. 1996.** *Etude expérimentale du comportement de la pression interstitielle et de son influence sur le comportement physico-mécanique d'un matériau poreux intact ou fracturé par essais triaxiaux non-drainés*. 1996. Thèse de doctorat de l'Université du Québec à Chicoutimi.

- PONS, G. 1998.** Caractérisation du comportement différé du béton : de la réalité du matériau à la note de calcul. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, spécial XX*. 1998, pp. 61-71.
- ROUGERON, P. et AÏTCIN, P.-C. 1994.** Optimization of the composition of a high-performance concrete. *Cement, Concrete and Aggregates*. 1994, Vol. 16, pp. 115-124.
- RUTLAND, C. A. et WANG, M. L. 1997.** The effects of confinement on the failure orientation in cementitious materials experimental observation. *Cement and Concrete Composites*. 1997, Vol. 19, pp. 149-160.
- SCHICKERT, G. et DANSSMANN, J. 1984.** Behaviour of concrete stressed by high hydrostatic compression. *In proceedings of International Conference on Concrete under Multiaxial Conditions*. 1984, pp. 105-108.
- SCHMIDT, M. J. 2003.** *High pressure and high strain rate behaviour of cementitious materials : experiments and elastic/viscoplastic modeling*. 2003. PhD dissertation, University of Florida.
- SCHMIDT, M. J., CAZACU, O. et GREEN, M. L. 2009.** Experimental and theoretical investigation of the high-pressure behaviour of concrete. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2009, Vol. 33, pp. 1-23.
- SCRIVENER, K. L. et GARNER, E; M. 1988.** Microstructural gradients in cement paste around aggregate particules. *Materials Research Symposium Proc.* 1988, pp. 77-85.
- SFER, D., et al. 2002.** Study of the behaviour of concrete under triaxial compression. *Journal of Engineering Mechanics*. 2002, Vol. 128, pp. 156-163.
- SHI, T.Y., TANIGAWA, Y., MORI, H., KUROKAWA, Y. 1998.** A study of effect of superfine powders on fluidity of cement paste. *Transactions of the Japan Concrete Institute*. 1998, Vol. 20, pp. 9-14.
- SULEM, J. et OUFFROUKH, H. 2005.** Shear banding in drained and undrained triaxial tests on a saturated sandstone : porosity and permeability evolution. *International Journal of Rocks Mechanics and Mining Sciences*. 2005, Vol. 43, pp. 292-310.
- THIOT. 2004.** Thiot Ingénierie, la Croix Blanche, 46130 Saint Michel Loubéjou, France.
- VAN MIER, J. G. M. 1984.** *Strain softening of concrete under multiaxial loading conditions*. 1984. Doctoral Dissertation, Eindhoven University of Technology, The Netherlands.
- VAN MIER, J. G. M. 1986.** Fracture of concrete under complex stresses. *Heron*. 1986, Vol. 31, pp. 25-36.
- VAN VLIET, M. R. A. et VAN MIER, J. G. M. 1996.** Experimental investigation of concrete fracture under uniaxial compression. *Mechanics of cohesive-frictional materials*. 1996, Vol. 1, pp. 115-127.

- VU, X.H. 2007.** *Caractérisation expérimentale du béton sous fort confinement : influence du degré de saturation et du rapport eau/ciment.* 2007. Thèse de doctorat, Laboratoire 3S-R
- VU, X.H., MALECOT, Y., DAUDEVILLE, L., BUZAUD, E., 2009.** Effect of the water/cement ratio on concrete behaviour under extreme loading. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.* 2009, Vol. 33, pp. 1867-1888.
- VU, X.H., MALECOT, Y. et DAUDEVILLE, L. 2009.** Strain measurements on porous concrete samples for triaxial compression and extension tests under very high confinement. *Journal of Strain analysis for Engineering Design.* 2009, Vol. 44, pp. 633-657.
- WARREN, T. L., FOSSUM, A. F; et FREW, D. J. 2004.** Penetration into low-strength (23 MPa) concrete : target characterization and simulations. *International Journal of Impact Engineering.* 2004, Vol. 30, pp. 477-503.
- WILLIAMS, E. M., AKERS, S. A. et REED, P. A. 2005.** *Laboratory characterization of fine aggregate cementitious material.* 2005. Rapport technique ERDC/GSL TR-05-16, US Army Engineer Research and Development Center.
- YURTDAS, I. 2003.** *Couplage, comportement mécanique et desiccation des matériaux à matrice cimentaire : étude expérimentale sur mortier.* 2003. Thèse de doctorat de l'Université des Sciences et Technologie de Lille.
- YURTDAS, I., BURLION, N. et SKOCZYLAS, F. 2004.** Triaxial mechanical behaviour of mortar : Effects of drying. *Cement and Concrete Research.* 2004, Vol. 34, pp. 1131-1143.
- YURTDAS, I., PENG, H., BURLION, N. et SKOCZYLAS, F. 2005.** Influence of water by cement ratio on mechanical properties of mortar submitted of drying. *Cement and concrete research.* 2005.
- ZINGG, L., PLA, S., MALECOT, Y., BRIFFAUT, M. et BAROTH, J. 2012.** Caractérisation expérimentale du béton sous fort confinements : mise au point d'un capteur de déformations radiales. *30<sup>èmes</sup> rencontres de l'AUGC.* 2012.
- ZUKAS, J.A. 1992.** Penetration and perforation of solids. *Impact Dynamics.* 1992

---

## Table des figures

---

Figure 1. Le béton dans le génie civil : du premier pont en béton coulé au monde par Vicat, au viaduc de Millau, le plus haut pont routier du monde .....	1
Figure 2. Sollicitations mis en jeu lors d'un impact d'un projectile sur un bloc en béton (BAILLY et <i>al.</i> , 1996).....	2
Figure 3. Evolution des états limites en contrainte du béton R30A7 dans le plan ( $q$ ; $\sigma_m$ ) (GABET, 2006) .....	3
Figure 1-1. Clinker observé au microscope .....	8
Figure 1-2. Représentation schématisée de la pâte de ciment hydratée (PIGEON, 1981) .....	9
Figure 1-3. Relation entre résistance, perméabilité et porosité du béton (METHA, 1986) .....	10
Figure 1-4. Echelles de taille des solides et pores du bétons (METHA, 1986) .....	10
Figure 1-5. Représentation schématisée du silicate de calcium hydraté (C-S-H) (FELDMAN et <i>al.</i> , 1968).....	11
Figure 1-6. Proportion volumique des différents constituants de la pâte de ciment après hydratation en milieu saturé (HANSEN, 1970) .....	12
Figure 1-7. Porosimétrie au mercure de deux pâtes de ciment conservées dans l'eau pendant 7 jours (GAGNE et AITCIN, 1993).....	12
Figure 1-8. Influence du rapport E/C sur la porosité accessible à l'eau (LAFHAJ, 2008) .....	13
Figure 1-9. Influence de la nature du ciment sur la porosité (PERLOT, 2006) .....	13
Figure 1-10. Schémas du mode d'action d'un superplastifiant.....	15
Figure 1-11. Courbes granulométriques de différentes additions minérales (DE LARRARD, 2000).....	17
Figure 1-12. Effets de la fumée de silice sur les propriétés et les composants des BHP (DE LARRARD, 2000).....	18
Figure 1-13. Evolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale lors d'un essai de compression simple sur le béton R30A7 (à gauche), et évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique lors du même essai (à droite).....	19
Figure 1-14. Evolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale et radiale, lors d'un essai de traction directe sur un échantillon de béton R30A7 (GABET, 2006).....	20
Figure 1-15. Evolutions de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique lors des essais hydrostatiques et oedométriques de Burlion et Williams, tiré de (POINARD, 2010).....	22

Figure 1-16. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique lors d'essai hydrostatique et oedométrique sur le béton R30A7 (POINARD, 2010) tiré de (GABET, 2008).....	23
Figure 1-17. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique lors d'essais oedométriques et hydrostatiques sur deux aluminums poreux (9 et 17 %) (BONNAN, 1996).....	24
Figure 1-18. Evolution schématique de la pression hydrostatique en fonction de la déformation volumique : mise en évidence des étapes de la compaction (POINARD, 2010).....	24
Figure 1-19. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique lors d'un essai hydrostatique à 600 MPa de confinement sur le béton R30A7 (à gauche) et agrandissement de la zone à faible confinement (à droite) (POINARD, 2010).....	25
Figure 1-20. Evolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale sous chargement oedométrique monotone ou cyclique.....	26
Figure 1-21. Evolutions des résistances en compression simple en fonction du confinement hydrostatique préalablement appliqué sur béton ou mortier (SCHIKERT <i>et al.</i> , 1984).....	26
Figure 1-22. Principe de l'essai triaxial et trajet de chargement.....	27
Figure 1-23. Comportement triaxial d'un béton à différentes pressions de confinement : évolutions de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale (JAMET <i>et al.</i> , 1984).....	27
Figure 1-24. Résultats des essais triaxiaux sur le béton B23 (WARREN <i>et al.</i> , 2004) : évolutions de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et radiale.....	28
Figure 1-25. Résultats des essais triaxiaux à différents confinements sur le béton WES500 (SCHMIDT <i>et al.</i> , 2003). (a) (b) (c) (d) (e) : évolutions du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale, radiale et volumique, pour différents confinements. (f) : courbe d'états limites des différents essais.....	29
Figure 1-26. Evolution du module d'Young avec la déformation axiale en phase déviatoire des essais triaxiaux à différents confinements sur le béton R30A7 (POINARD, 2010).....	30
Figure 1-27. Résultats des essais triaxiaux à confinements de 0 à 60 MPa sur le béton de Sfer (SFER <i>et al.</i> , 2002) : comportement axial et volumique, faciès de rupture des éprouvettes.....	31
Figure 1-28. Résultats des essais triaxiaux pour des confinements allant de 0 à 650 MPa sur le béton R30A7 (GABET, 2006) : comportement axial et volumique, faciès de rupture des échantillons testés.....	32
Figure 1-29. Evolution du pourcentage de ciment non hydraté en fonction de l'éloignement à un granulat pour un béton bien mixé, âgé de trois jours (DIAMOND <i>et al.</i> , 2001).....	33
Figure 1-30. Evolution de la porosité de la matrice cimentaire en fonction de l'éloignement à un granulat (SCRIVENER <i>et al.</i> , 1988).....	34
Figure 1-31. Courbes de comportement volumique en compression hydrostatique des 3 matériaux étudiés : roche calcaire, béton SAM21 et mortier (AKERS <i>et al.</i> , 2004).....	35
Figure 1-32. Courbes de comportement déviatorique des 3 matériaux étudiés : roche calcaire, béton SAM21 et mortier. (a) : Essais de compression simple. (b) : phase déviatoire des essais triaxiaux à 300 MPa de confinement (AKERS <i>et al.</i> , 2004).....	35



Figure 1-33. Résultats des essais triaxiaux à différentes pressions de confinements sur le mortier MR30A7 (DUPRAY, 2008) : courbes de comportement axial et volumique, faciès de rupture des éprouvettes testées.....	36
Figure 1-34. Représentation schématique de la structure des CSH selon le modèle de Feldman et Sereda (FELDMAN <i>et al.</i> , 1968) .....	38
Figure 1-35. Schémas de différents types de transferts d'humidités au sein d'un pore (BAROGHEL, 1994).....	39
Figure 1-36. Schémas du retrait de dessiccation par variation de pression capillaire (BRUE, 2009).....	40
Figure 1-37. Schémas du retrait de dessiccation par variation de pression de disjonction (BRUE, 2009).....	40
Figure 1-38. Résultats des essais de compression simple sur le béton R30A7 à différents degrés de saturation (VU, 2007) : 11, 42 et 100 %. (a) : courbes de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et radiales. (b) : zoom de la figure (a) .....	42
Figure 1-39. Influence de la perte de poids d'un mortier sur sa résistance en compression simple (BURLION, 2003) .....	42
Figure 1-40. Courbes de comportement volumique des essais triaxiaux à différents confinements (0 à 650 MPa), sur le béton R30A7 à différents degrés de saturation (de 11 à 100 %) (VU, 2007) .....	43
Figure 1-41. Evolution de la contrainte déviatoire en fonction de la perte de poids d'un mortier, lors d'essais de compression simple et triaxiaux (YURTDAS, 2003) ..	45
Figure 1-42. Courbe de la contrainte déviatoire en fonction des déformations axiale et radiale pour des essais triaxiaux à différents confinements (0 à 650 MPa) sur le béton R30A7 (VU, 2007). (a) Résultats pour le béton sec. (b) Résultats pour le béton saturé.....	45
Figure 1-43. Comportements déviatoire et volumique des essais triaxiaux drainés à différentes pressions de confinement (7 à 50 MPa) sur des grès de Fontainebleau (SULEM, 2005).....	46
Figure 1-44. Comportement déviatoire et volumique des essais triaxiaux à différents confinements (7 à 50 MPa), avec mesure de pression interstitielle. (a) : Déviateur des contraintes en fonction des déformations axiales et radiales. (b) : Déformation volumique en fonction de la déformation axiale. (c) Pression interstitielle en fonction de la déformation axiale .....	47
Figure 1-45. Evolution de la contrainte maximale effective en fonction de la contrainte minimale effective pour les essais triaxiaux non drainés et drainés avec ou sans pression interstitielle (POIRIER, 1996) .....	48
Figure 1-46. Evolution de la pression interstitielle mesurée en fonction du déviateur des contraintes appliqué, pour les essais triaxiaux non drainés sur le béton de ciment saturé de Poirier. (POIRIER, 1996).....	49
Figure 1-47. Résultats des essais de compression simple sur les échantillons de mortier E/C=0,5 et E/C=0,8 (YURTDAS, 2005) : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et radiale .....	50
Figure 1-48. Influence du rapport E/C sur la résistance en compression simple d'un béton auto compactant (FELEKOGLU, 2007) .....	51
Figure 1-49. Résultats des essais de compression simple sur le béton R30A7 à différents rapports E/C (0,4 ; 0,6 ; 0,8) : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et radiales (VU, 2007) .....	51

Figure 1-50. Phase hydrostatique des essais triaxiaux à 15 MPa de confinement sur un mortier à différents rapports E/C (YURTDAS, 2005) : évolution de la pression hydrostatique en fonction des déformations.....	52
Figure 1-51 Comparaison entre différents essais oedométriques sur un mortier avec différents rapports E/C (0,3 ; 0,5 ; 0,6) : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique.....	52
Figure 1-52. Comportement déviatoire des essais triaxiaux à 15 MPa de confinement sur un mortier à différents rapports E/C (YURTDAS, 2005) : évolutions du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiales et radiales .....	53
Figure 1-53. Comportements volumique et déviatoire des essais triaxiaux sur le béton R30A7 avec différents rapports E/C (0,4 ; 0,6 ; 0,8) (VU, 2007). Contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour 100 MPa (a), 200 MPa (c) et 650 MPa de confinement (e). Déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et radiale pour 100 MPa (b), 200 MPa (d) et 650 MPa de confinement (f) .....	54
Figure 1-54. Comparaison des états limites en compression triaxiale de différents bétons (BUZAUD, 2004).....	55
Figure 2-1. Granulométrie moyenne du sable, des graviers et du mélange pour R30A7 ; droite de référence de Dreux (VU, 2007) .....	58
Figure 2-2 Rectification du parallélisme des échantillons .....	60
Figure 2-3. Cinétique de séchage du béton R30A7 dans une étuve à 50°C et 8 % d'humidité relative (VU, 2007).....	60
Figure 2-4. Principe de la porosimétrie au mercure .....	62
Figure 2-5. Résultats de la porosimétrie au mercure sur le béton R30A7 : évolution de la porosité en fonction du diamètre des pores (à gauche) et évolution du volume massique incrémental en fonction du diamètre des pores (POINARD, 2010)....	62
Figure 2-6. Mesure de la porosité d'air occlus à l'aéromètre (VU, 2007) .....	63
Figure 2-7. Organigramme de la méthode de formulation de l'université de Sherbrooke (AITCIN, 2001).....	64
Figure 2-8. Cinétique de séchage du BHP : évolution de la variation relative de masse en fonction du temps de séchage.....	67
Figure 2-9. Porosimétrie mercure du BHP et du R30A7. A gauche : évolution de la porosité cumulée en fonction du diamètre des pores. A droite : évolution du volume massique incrémental de mercure injecté en fonction du diamètre des pores.....	67
Figure 2-10. Cinétique de séchage du béton à air entraîné à l'étuve à 50°C : pourcentage de variation relative de masse en fonction du temps.....	69
Figure 2-11. Porosimétrie au mercure du BAE et du R30A7. A gauche : évolution de la porosité cumulée en fonction du diamètre de pores. A droite : Evolution du volume massique incrémental de mercure injecté en fonction du diamètre des pores .....	69
Figure 2-12. Ouverture des porosités de surface.....	70
Figure 2-13. Positionnement des jauges de déformations sur la surface développée de l'échantillon.....	71
Figure 2-14. Protection et préparation au collage des échantillons saturés .....	72
Figure 2-15. Echantillon instrumenté avec son bouclier.....	72
Figure 2-16. Schéma en coupe et photos de la protection de l'échantillon.....	73
Figure 2-17. Dispositif de mise en place des membranes .....	73
Figure 2-18. Vue d'ensemble de la presse Schenck.....	74
Figure 2-19. Vue de l'échantillon en place sur le plateau de la presse .....	75

Figure 2-20. Essais de compression simple sur deux bétons. A gauche : Evolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et radiales données par les jauges et les LVDT. A droite : même évolutions mais pour les jauges et l'extensomètre .....	75
Figure 2-21. Vue générale schématique de la presse GIGA .....	76
Figure 2-22. Photos et vue en coupe de la cellule de confinement de la presse GIGA .....	77
Figure 2-23. Photo et schémas de l'équipage mobile.....	77
Figure 2-24. Trajets de chargement applicables sur la presse GIGA (POINARD, 2010) .....	78
Figure 2-25. Positionnement du capteur .....	83
Figure 2-26. (a) : Principe du banc d'étalonnage. (b) : évolutions des déformations mesurées en fonction des déplacements imposés lors d'un étalonnage du capteur .....	84
Figure 2-27. Essai hydrostatique à 600 MPa sur échantillon de polycarbonate : évolution de la pression en fonction de la déformation de la jauge intérieure du capteur .....	85
Figure 2-28. Vue schématique 2D du capteur avec méplat et vue 3D du maillage éléments finis .....	86
Figure 2-29. Evolutions du rapport $\sigma_m/\sigma_{mref}$ en fonction des rapports $e_p/e_1$ (a) et $e_p/L_p$ (b), et évolutions du rapport $(\sigma_{max} - \sigma_{min}) / \sigma_m$ en fonction des rapports $e_p/e_1$ (c) et $e_p/L_p$ (d), obtenues lors des simulations d'essais d'étalonnages du capteur avec méplat, en conditions de liaisons encastrees. Mesure à l'emplacement de la jauge extérieure .....	87
Figure 2-30. Evolutions des déformations au niveau de la jauge extérieure obtenues par les simulations EF d'un essai hydrostatique sur échantillon rigide en fonction de la pression imposée (a) et d'un essai d'étalonnage en déplacement imposé (b), pour le capteur avec et sans méplat .....	88
Figure 2-31. (a) Evolution des déformations mesurées expérimentalement sur le capteur avec et sans méplat, en fonction des déplacements imposés lors d'un essai d'étalonnage. (b) Evolutions des déformations mesurées expérimentalement sur le capteur avec méplat lors d'un essai d'étalonnage, et des déformations obtenues par les simulations EF avec des liaisons mécaniques encastrees ou articulées ...	89
Figure 2-32. (a) : Essai hydrostatique à 600 MPa sur carbure de tungstène : évolutions des déformations mesurées expérimentalement sur le capteur avec et sans méplat en fonction de la pression appliquée (a). Evolutions des déformations mesurées expérimentalement et obtenues par les simulations EF (en conditions encastrees ou articulées) sur le capteur avec méplat (b) .....	90
Figure 2-33. Evolutions de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale (mesurée par le capteur LVDT), de la déformation orthoradiale (mesurée par la jauge orthoradiale) et de la déformation mesurée par le capteur avec méplat, lors d'un essai triaxial à 600 MPa de confinement sur un échantillon de béton BAE.....	90
Figure 2-34. Isotherme de désorption du R30A7 (BURLION, 2010) .....	92
Figure 2-35. Préparation de la solution saturée en excès en sel de dessiccation.....	94
Figure 2-36. Equipage de l'enceinte de contrôle de l'humidité relative .....	95
Figure 2-37. Mise en place du couvercle de l'enceinte.....	95
Figure 2-38. Suivi de la dessiccation des échantillons de R30A7 dans les enceintes de contrôle de l'humidité relative : évolution du degré de saturation en fonction du temps.....	96
Figure 2-39. Schéma général de l'enclume drainante .....	97
Figure 2-40. Mise en place de l'enclume drainante .....	98
Figure 2-41. Enclume drainante équipé de la jauge de mesure de la pression interstitielle...	100
Figure 2-42. Etalonnage de la jauge de mesure de la pression interstitielle : évolution de la pression en fonction de la déformation mesurée par la jauge .....	100

Figure 3-1. A gauche : évolution de la contrainte moyenne en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour l'essai de compression simple sur le BHP. A droite : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour le même essai .....	104
Figure 3-2. A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale, pour les essais triaxiaux sur BHP à différentes pressions de confinement. A droite : agrandissement de la figure de gauche.....	106
Figure 3-3. A gauche : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique, pour les essais triaxiaux sur BHP à différentes pressions de confinement. A droite : agrandissement de la figure de gauche.....	107
Figure 3-4. Evolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et orthoradiale, pour les essais triaxiaux sur BHP à différentes pressions de confinement .....	108
Figure 3-5 Etats limites en contrainte obtenus pour les différentes pressions de confinement appliquées lors des essais triaxiaux sur le BHP. Evolution dans le plan ( $q$ ; $\sigma_m$ ) .....	109
Figure 3-6 Evolution du faciès de rupture des échantillons de BHP en fonction de la pression de confinement appliquée.....	109
Figure 3-7 A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour l'essai de compression simple sur BAE. A droite : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour le même essai .....	111
Figure 3-8. A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale, lors des essais triaxiaux sur BAE à différentes pressions de confinement. A droite : agrandissement de la figure de gauche.....	112
Figure 3-9. Comparaison du comportement axial des échantillons classique 7*14 cm et des échantillons 5*10 cm lors d'essai triaxiaux à 600 MPa de confinement .....	113
Figure 3-10. A gauche : évolutions de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux sur le BAE à différentes pressions de confinement. A droite : agrandissement de la figure de gauche.....	113
Figure 3-11. Evolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et orthoradiale, pour les essais triaxiaux réalisés sur le BAE à différentes pressions de confinement .....	114
Figure 3-12. Etats limites en contrainte obtenus pour les différentes pressions de confinement appliquées lors des essais triaxiaux sur le BAE. Evolution dans le plan ( $q$ ; $\sigma_m$ ) .....	115
Figure 3-13. Evolution du faciès de rupture des échantillons de BAE en fonction de la pression de confinement .....	115
Figure 3-14. A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et radiale pour les essais de compressions simple sur BHP, BAE et R30A7. A droite : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les mêmes essais.....	116
Figure 3-15. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les différents essais triaxiaux à différentes pressions de confinement, sur le BHP, le BAE et le R30A7 .....	118
Figure 3-16. Evolution de la raideur volumique du BHP, du BAE et du R30A7 en fonction de la contrainte moyenne, pendant la phase hydrostatique des essais triaxiaux à 600 MPa de confinement.....	119

Figure 3-17. Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, pour les essais triaxiaux à différentes pressions de confinement sur le BHP, le BAE et le R30A7.....	120
Figure 3-18. A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et radiale pour les essais de compression simple sur BHP, BAE, R30A7, EC08, EC04 et EC2. A droite : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les mêmes essais .....	124
Figure 3-19. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique (à gauche) et évolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et orthoradiale (à droite), pour les essais triaxiaux réalisés à différentes pressions de confinement sur le BHP, le BAE, le R30A7, et les bétons modifiés : EC04, EC08 et EC2 .....	125
Figure 3-20. Evolution des états limites en seuil de contrainte obtenus pour les essais triaxiaux à différentes pressions de confinement sur les bétons étudiés (BHP, BAE, R30A7, EC04, EC08, EC2). Déviateur en fonction de la contrainte moyenne. ....	127
Figure 3-21. Evolution des états limites en seuil de contrainte obtenus pour les essais triaxiaux à différentes pressions de confinement sur les bétons étudiés (BHP, BAE, R30A7, EC04, EC08, EC2). Déviateur relatif au déviateur du R30A7 en fonction de la contrainte moyenne.....	127
Figure 3-22. Comparaison des faciès de rupture des bétons BHP, BAE, EC04, EC08 et R30A7.....	128
Figure 4-1. A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour les essais de compression simple sur BHP saturé et sec. A droite : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les mêmes essais.....	132
Figure 4-2. A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales et radiales obtenue pour les essais triaxiaux sous différentes pressions de confinement, réalisés sur le BHP saturé. A droite : même figure mais pour le BHP sec .....	133
Figure 4-3. A gauche : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux réalisés à différentes pressions de confinement sur le béton BHP saturé en eau. A droite : Agrandissement de la courbe précédente .....	134
Figure 4-4. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique obtenue pour chaque pression de confinement sur le BHP saturé et sec.....	135
Figure 4-5. Evolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et orthoradiale, pour les essais triaxiaux sur BHP saturé à différentes pressions de confinement .....	136
Figure 4-6. Evolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et radiale, obtenu pour chaque pression de confinement sur le BHP sec et saturé .....	137
Figure 4-7. Evolution des états limites en contraintes obtenus lors des essais triaxiaux sur le BHP sec et saturé.....	138
Figure 4-8. Evolution des faciès de rupture des échantillons de BHP secs et saturés à différentes pressions de confinement .....	138
Figure 4-9. A gauche : évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et radiale pour les essais triaxiaux sur BAE saturé réalisés à différentes pressions de confinement. A droite : même évolution mais pour le BAE sec .....	140
Figure 4-10. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux sur BAE saturé réalisés à différentes pressions de confinement .....	141

Figure 4-11. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique des BAE sec et saturé, pour chaque pression de confinement.....	142
Figure 4-12. Evolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiale et radiale pour les essais triaxiaux sur BAE saturé réalisés à différentes pressions de confinement .....	143
Figure 4-13. Evolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations radiale et axiale obtenu pour chaque pression de confinement sur les BAE sec et saturé	144
Figure 4-14. Evolution des états limites en contraintes obtenue pour les essais triaxiaux réalisés à différentes pressions de confinement sur le BAE sec et saturé .....	145
Figure 4-15. Evolution des faciès de rupture des échantillons de BAE secs et saturés, à différentes pressions de confinement .....	146
Figure 4-16. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux à 50, 100, 400 et 600 MPa de confinement sur le BHP, le BAE et le R30A7 secs ou saturés .....	148
Figure 4-17. A gauche : évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 50 MPa de confinement sur BHP, BAE et R30A7 saturés. A droite : même évolution pour les échantillons secs .....	150
Figure 4-18. A gauche : évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 100 MPa de confinement sur BHP, BAE et R30A7 saturés. A droite : même évolution pour les échantillons secs .....	150
Figure 4-19. A gauche : évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 200 MPa de confinement sur BHP, BAE et R30A7 saturés. A droite : même évolution à la même échelle pour les échantillons secs .....	151
Figure 4-20. A gauche : évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 400 MPa de confinement sur BHP, BAE et R30A7 saturés. A droite : même évolution à la même échelle pour les échantillons secs .....	152
Figure 4-21. A gauche : évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à 600 MPa de confinement sur BHP, BAE et R30A7 saturés. A droite : même évolution à la même échelle pour les échantillons secs .....	153
Figure 4-22. A gauche : évolution des états limites en contrainte obtenus pour les essais triaxiaux sur BHP, BAE et R30A7 saturés. A droite : même évolution pour les bétons secs .....	154
Figure 4-23. A gauche : évolution des états limites en contraintes obtenus pour les essais triaxiaux sur le BHP, le BAE et le R30A7 saturés, rapportés à ceux du R30A7. A droite : même évolution pour les bétons secs .....	154
Figure 4-24. Evolution des faciès de rupture des échantillons de BHP, BAE et R30A7 saturés en fonction de la pression de confinement appliquée.....	155
Figure 4-25. Evolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale, pour les trois bétons humides ( $S_r = 44, 78$ et $93\%$ ) testés en compression triaxiale à différentes pressions de confinement .....	158
Figure 4-26. Evolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour les essais triaxiaux à 400 MPa de confinement doublés sur les bétons humides à $44\%$ et $78\%$ .....	159
Figure 4-27. Evolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour chaque béton humide ( $S_r = 44, 78$ , et $93\%$ ), testés en compression triaxiale à différentes pressions de confinement.....	159

Figure 4-28. Evolution de la contrainte déviatoire en fonction des déformations axiale et orthoradiale pour les différents bétons humides ( $S_r = 44, 78$ et $93 \%$ ) testés en compression triaxiale à différentes pressions de confinement .....	160
Figure 4-29. A gauche : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux à 100 MPa de confinement sur les béton R30A7 sec, saturé, et humide ( $S_r = 44 \%$ ). A droite : évolution du déviateur des contraintes en fonction de le déformation axiale pour les mêmes essais .....	161
Figure 4-30. A gauche : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux à 200 MPa de confinement sur les bétons R30A7 sec, saturé, et humides ( $S_r = 44, 78$ et $93 \%$ ). A droite : évolution du déviateur des contraintes en fonction de le déformation axiale pour les mêmes essais .....	162
Figure 4-31. A gauche : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux à 400 MPa de confinement sur les béton R30A7 sec, saturé, et humides ( $S_r = 44, 78$ et $93 \%$ ). A droite : évolution du déviateur des contraintes en fonction de le déformation axiale pour les mêmes essais .....	163
Figure 4-32. A gauche : évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux à 600 MPa de confinement sur les béton R30A7 sec, saturé, et humides ( $S_r = 44, 78$ et $93 \%$ ). A droite : évolution du déviateur des contraintes en fonction de le déformation axiale pour les mêmes essais .....	164
Figure 4-33. Evolution des états limites en contraintes du R30A7 sec, saturé et humides dans le plan ( $\sigma_m ; q$ ) .....	165